

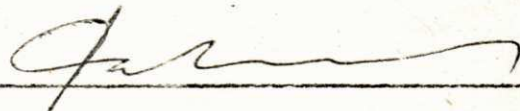
UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA - CCT

PROPRIEDADES DE RESISTÊNCIA DE UMA ARGILA
ORGÂNICA DO RECIFE

VALDÉS BORGES SOARES
ENGENHEIRO CIVIL

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS
DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DO CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLO
GIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA COMO PARTE DOS REQUIS
TOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS
(M.Sc.)

APROVADO POR:



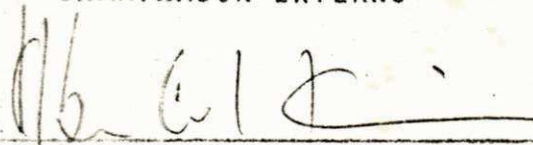
PROF. J. G. CABRERA

PRESIDENTE



PROF. LAURO FIGUEIREDO

EXAMINADOR EXTERNO



PROF. HEBER CARLOS FERREIRA

CHEFE DEPARTAMENTO ENGA. CIVIL

SEÇÃO DE

CAMPINA GRANDE

ESTADO DA PARAÍBA - BRASIL

MARÇO - 1975



S676s Soares, Valdês Borges.
Propriedades de resistência de uma argila orgânica do Recife / Valdês Borges Soares. - Campina Grande, 1975.
64 f.

Dissertação (Mestrado em Ciências) - Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia, 1975.
"Orientação : Prof. J. G. Cabrera".
Referências.

1. Mecânica dos Solos. 2. Argila. 3. Argila Orgânica - Recife (PE). 4. Dissertação - Ciências. I. Cabrera, J. G. II. Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande (PB). III. Título

CDU 624.131(043)

ABSTRACT

The work presented in this dissertation covers the measurement of the in situ and laboratory strength properties of a soil which forms part of the subsoil profile of the city of Recife, it is commonly known as "organic clay from Recife".

The measurement of the in situ strength was carried out using three types of equipment: The Field Shear Vane, static penetrometer (Deep Sounding) and a dynamic penetrometer (I.R.P.). The laboratory strength was measured with the Laboratory Shear Vane on samples which were undisturbed and specimens remoulded in the laboratory. Other physical properties were also measured in the laboratory, these allowed the characterization of the organic clay.

It is shown that the undrained cohesion, static penetration and dynamic penetration as a function of depth vary in a very small range. The shear vane values gave an average of $0,476 \text{ Kg/cm}^2$, while the values of static penetration varied between $5,0 \text{ Kg/cm}^2$ to $7,0 \text{ Kg/cm}^2$ and the values of the dynamic penetration between $N = 1$ to $N = 2$.

Using a simple linear regression analysis correlation between the strength parameters measured was investigated. It is shown that statistical correlation does not exist, although some of the regression equations agree quite well with data reported in the literature.

SUMÁRIO

O trabalho apresentado nesta dissertação, abrange as medições das propriedades de resistência in situ e em laboratório de um solo que faz parte do subsolo da cidade do Recife e é comumente conhecido como "argila orgânica do Recife".

As medições da resistência in situ foram efetuadas usando-se três tipos de equipamentos: o Vane Test de campo, penetrômetro estático (Deep Sounding) e o penetrômetro dinâmico (I.R.P.). A resistência no laboratório foi medida com o Vane Test em amostras as quais eram indeformadas e com amostras a moigadas no laboratório. As propriedades físicas também foram determinadas no laboratório permitindo a caracterização da argila orgânica.

Este trabalho mostra que a coesão não drenada, penetração estática e penetração dinâmica variam muito pouco com a profundidade. A resistência medida com o Vane apresentou um valor médio de $0,476 \text{ Kg/cm}^2$. Os valores da penetração estática variaram entre 5 Kg/cm^2 a 7 Kg/cm^2 e os valores da penetração dinâmica variaram entre $N = 1$ a $N = 2$.

Usando-se regressões lineares analisou-se correlações entre os parâmetros de resistência medidos nessa investigação e verificou-se que não existe correlações estatísticas apesar de que algumas equações de regressão concordam muito bem com os dados reportados na revisão bibliográfica.

INDICE

CAPÍTULO I	INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO II	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
	Introdução	3
	Fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento dos solos argilosos	3
	Relações entre os valores da resistên <u>cia</u> ao cisalhamento, medidos com dife <u>rentes</u> instrumentos	7
CAPÍTULO III	OBJETIVOS DA PESQUISA	11
CAPÍTULO IV	LOCALIZAÇÃO DOS ENSAIOS	13
CAPÍTULO V	MÉTODOS E EXECUÇÃO DOS ENSAIOS IN SITU	16
	Ensaio de Vane Test	16
	Ensaio de Penetração Estática	17
	Ensaio de Penetração Dinâmica	19
	Retirada das Amostras	21
CAPÍTULO VI	MÉTODOS E EXECUÇÃO DOS ENSAIOS DE LA <u>BORATÓRIO</u>	23
	Vane Test de Laboratório	23
	Ensaios para obtenção de parâmetros físicos	25
CAPÍTULO VII	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	27
	Introdução	27

	Teor de umidade e características de	
	Plasticidade	27
	Peso específico úmido	28
	Vane Test in situ	28
	Penetração estática	28
	Índice de Resistência à Penetração	29
	Vane Test em laboratório	29
	Coesão não drenada de amostras amo ^l gadas e compactadas em função do teor de umidade	29
	Peso específico aparente seco em fun ^ç ção do teor de umidade	30
CAPÍTULO VIII	DISCUSSÃO	35
CAPÍTULO IX	CONCLUSÕES	43
CAPÍTULO X	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	45
	REFERÊNCIAS	47
	AGRADECIMENTOS	50
APÊNDICE Nº 1	DETERMINAÇÃO DAS CONSTANTES DOS VANE TEST USADOS IN SITU E NO LABORATÓRIO	51
APÊNDICE Nº 2	TABELAS CONTENDO OS RESULTADOS NUMÉ RICOS DE TODOS OS ENSAIOS REALIZADOS	57
APÊNDICE Nº 3	PROGRAMA DE COMPUTADOR PARA CONS TRUIR RETAS DE REGRESSÃO E DETERMI NAR SEUS RESPECTIVOS COEFICIENTES DE CORRELAÇÃO	61

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

É de conhecimento geral, que o plano sedimentar sob a cidade do Recife, tem um perfil geológico composto principalmente por camadas de areia, argila orgânica e argila siltosa de espessuras variáveis. Costa (1) discutiu extensivamente a origem desta formação e mostrou através de detalhadas informações in situ, feita até a profundidade de 30m, que a camada de argila orgânica não é apenas de espessura variável, mas, também é descontínua em alguns locais. Este tipo de perfil contendo uma camada de argila orgânica, é obviamente um forte potencial de perigo para a estabilidade das estruturas construídas sobre a mesma.

Recife é a maior cidade do Nordeste e o mais ativo porto da área. A expansão da cidade tem sido muito rápida, especialmente durante os últimos dez anos e há uma clara indicação de que essa tendência será mantida. Como consequência há escassez de terrenos e uma crescente pressão para uma utilização mais eficiente dos terrenos. Esses fatores por sua vez aumentarão a complexibilidade das estruturas e o carregamento do sub-solo.

Compreensivelmente os engenheiros estão dando mais ênfase no estudo detalhado das propriedades do sub-solo, especialmente aquelas relacionadas com a resistência ao cisalhamento e aos recalques do solo.

O estudo das propriedades de engenharia que interessam em um perfil de solo, pode ser desenvolvido através de testes in situ ou em laboratório. Equipamentos para a retirada de amostras disponíveis comercialmente são bastantes sofisticados e o problema de enfraquecimento das amostras por amolgamentos podem até um certo ponto serem minimizados. Por outro lado os equipamentos para a medida da resistência do solo in situ, são bastante variados e de projetos avançados. Assim sendo, o engenheiro tem a mão vários métodos com os quais pode desenvolver o estudo do perfil de um solo. O maior problema é no entanto que as relações entre valores obtidos pelos diferentes métodos ou pelos mesmos métodos, in situ ou em laboratório são dependentes parcialmente em variáveis não quantificáveis ou que as relações são de validade estatística não conhecida. Além do mais algumas variáveis que afetam as relações são propriedades inerentes do solo investigado e sendo extrapolados para outro solo, possuem validade discutível.

Justifica-se então que o estudo sobre depósitos de solos específicos são necessários para fornecer dados com os quais um projeto de fundações possa ser executado. Este trabalho é relacionado principalmente com a medição da resistência ao cisalhamento in situ e em laboratórios, de um solo que constitui parte do perfil do sub-solo do Recife, o qual é conhecido como "Argila Orgânica da Cidade do Recife". A profundidade da camada e o local da investigação serão detalhados posteriormente neste trabalho.

CAPÍTULO II

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Introdução

Esta revisão bibliográfica apresentada neste capítulo, analisa duas áreas, as quais são de grande importância na realização deste trabalho.

Inicialmente, ela apresenta informações a respeito das variáveis que influenciam a resistência ao cisalhamento dos solos argilosos e depois apresenta as relações existentes entre os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos pelos diferentes tipos de ensaios, as quais têm sido propostas por vários pesquisadores e atualmente são usadas por alguns engenheiros na realização de projetos.

Fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento dos solos argilosos

Inúmeros trabalhos sobre a resistência ao cisalhamento dos solos argilosos, mostram que os investigadores concordam que os principais fatores que influenciam as resistências ao cisalhamento destes solos são: O teor de umidade do solo, a história das tensões do solo, sua macro e micro estrutura, a grandeza do amolgamento na retirada das amostras ou durante a medição da resistência in situ e finalmente a geome

tria dos aparelhos dos testes e o modo de aplicação das ten
sões. Existe no entanto discordâncias com relação a grandeza
relativa desses fatores que se referem a variação da resistên
cia ao cisalhamento.

Muitas publicações mostram que a resistência ao ci
salhamento medida no laboratório é geralmente menor que as re
sistências medidas in situ, para um mesmo solo argiloso. Al
guns pesquisadores atribuem essa diferença principalmente a
distúrbios na estrutura os quais tornam-se mais indicados com
a natureza do solo. Exemplo: Argilas fofas, argilas fissura
das abaixo do nível d'água e o grau de pré-adensamento. Ward
et al (2) encontraram que a resistência obtida do teste tria
xial sobre amostra retiradas em tubos de 35 mm de diâmetro,
eram aproximadamente 70% daquelas obtidas de testes sobre as
mesmas amostras preparadas manualmente de grandes blocos. Tes
tes feitos por Peck (3), indicam a mesma ordem de redução pa
ra a resistência.

O corpo de engenheiro da U.S.A. (4) estudando as
propriedades das argilas moles da área da baía do São Francis
co, reportam que enquanto havia uma concordância íntima entre
as resistências ao cisalhamento encontradas pelo Vane Test,
compressão simples, em testes não drenados, os valores do Vane
foram consistentemente mais altos do que os determinados em
amostras tomadas com o amostrador de lâminas suecas e com
amostrador de tubos de penetração de 150 mm de diâmetro. Eles
interpretaram as diferenças em termos de amolgamentos produzi
dos na recuperação das amostras assim chamadas indeformadas.

Num estudo extenso realizado com o Vane Test de campo em solos coesivos e sensíveis, Gray (5), escreveu que os valores da resistência ao cisalhamento diminufram nessa ordem: Vane de Campo, Vane de laboratório e compressão simples. Ele atribuiu a diferença em sua maioria ao amolgamento criado pela operação de amostragem e indicou que era o parâmetro de resistência ao cisalhamento medido pelo Vane de Campo aquele que mais se aproximaria da resistência real do solo.

Outro grupo de investigadores, principalmente Lo (6), Protodyakmom e Kojman (7) e Bishop (8) usaram formas modificadas da teoria clássica de Weibull, para interpretar as variações de resistências nas argilas. Basicamente o fundamento dessa teoria é a relação tamanho-resistência, aplicável a todos os materiais, ou seja, que para as argilas a resistência é função inversa do tamanho, desde que descontinuidades macro e microscópicas criam pontos fracos onde as tensões são concentradas ocasionando a ruptura da amostra. A implicação disso dentro da finalidade dessa revisão é que as variações em resistência podem ser interpretadas em termos não somente do tamanho dos instrumentos de teste, mas, também do modo de aplicação das tensões. Por exemplo, Lo (6), em um estudo sobre as argilas fissuradas, concluiu que a resistência do Vane se aproximaria muito da resistência de trabalho de uma argila fissurada, desde que no Vane Test a superfície de ruptura é pré-determinada e cilíndrica, enquanto que as fissuras e juntas, são em geral aproximadamente de formas planas, portanto a probabilidade de fissuras contidas na superfície de ruptura é pequena e assim pode-se esperar que os testes do Vane sejam

muito menos sujeito aos efeitos de tamanho do que outro tipo de teste. Thomas (9), enfatizou a importância da velocidade de penetração, na interpretação das resistências de cisalhamento in situ, oriundas da resistência de penetração do Cone. Cassan (10), ressaltou o mesmo aspecto quando discutindo a penetração estática do Cone e indicou que se a penetração for contínua, as areias mostrarão uma maior resistência do que se a penetração for descontínua e com as argilas acontecerá o oposto. Ele indicou além disso que o efeito da velocidade de penetração é diferente para solos diferentes, as argilas fofas por exemplo mostrarão um aumento de resistência com a velocidade crescente de penetração, enquanto que as argilas secas não serão influenciadas por ela.

Lumb e Holt (11), realizaram ensaios de Vane Test nas argilas moles de Hong-Kong e estudaram a sua resistência ao cisalhamento não drenado. Essa resistência variou dentro de um intervalo consideravelmente grande e que o coeficiente médio da variação S/m , sendo cerca de 20%, onde S é o "standard deviation" e m o valor médio. Lumb mostrou que essas variações podem ser variações aleatórias em torno de uma linha média e a componente aleatória segue uma distribuição normal.

Mitchell e Houston (12), mencionaram em seu trabalho que segundo Torrance, a lixiviação de sais pode causar uma compressão espontânea e cita ambas as evidências de laboratório e campo para indicar uma diminuição do teor de umidade após a lixiviação. Um efeito similar foi observado por Mitchell

alguns anos atrás, durante a lixiviação da argila azul de Boston, com um dispersante químico. Os autores concordam com Torrance, que tais efeitos podem provocar mudanças na estrutura.

Fica claro então que a interpretação das variações de resistência ao cisalhamento num solo argiloso, podem ser atribuídas, quer a efeito de amolgamento, quer a tamanho e modo de aplicação das tensões, podendo-se dizer que as predominâncias de uma ou outra variável depende da natureza do solo. Por exemplo: em argilas sensíveis, isto é, argilas movediças o efeito de amolgamento deveria ter maior influência, enquanto que em argilas fissuradas o efeito de tamanho deveria ter predominância.

Relações entre os valores da resistência ao cisalhamento, medidos com diferentes instrumentos.

A interpretação da resistência ao cisalhamento in situ e as relações entre os valores medidos com os diferentes instrumentos de teste é ainda um problema muito complicado, sendo os resultados afetados por muitas variáveis interrelacionadas. Além disso, solos de natureza diferentes respondem diferentemente a variáveis como a geometria do aparelho do teste, velocidade de deformação, etc. Salienta-se ainda a possibilidade de haver ruptura progressiva associada a grandes deformações e a distribuição não uniforme de tensões de cisalhamento dentro da massa do solo. Parece então que pode não existir relações intrínsecas entre os parâmetros obtidos com

os diferentes métodos de teste. Todavia os engenheiros civis usam relações obtidas por investigadores, principalmente por correlações de resultados experimentais que podem ser ou não boas correlações.

Anderson (13), encontrou boas correlações entre a resistência ao cisalhamento determinada pelo Vane e por testes de compressão simples, em amostras indeformadas de argilas moles do Grande Lago Saigado, mas uma fraca correlação entre o Vane e os testes de penetração para a mesma argila.

Sanglerat (14), indica que a razão entre a resistência de ponta (R_p) obtida pelo cone e a coesão não drenada (C_u) obtida pelo Vane, (R_p/C_u) varia entre 10 e 20. Essa faixa de valores, concorda com os valores encontrados por outros investigadores, por exemplo: Skempton $R_p/C_u = 10$ e L'Herminier $R_p/C_u = 11$.

Barberlem (15), propõe uma correlação entre a penetração estática (R_p) e a penetração dinâmica (Índice de Resistência a Penetração) I.R.P., sendo: $R_p = 4,1 \text{ I.R.P.} + 4,2$ que ele indica ser válido para argilas siltosa e porosas não saturadas. Ele cita dados catalogados pelos engenheiros da Estacas Franki S/A., isto é:

$$R_p = n \text{ I.R.P.}$$

Onde n assume os seguintes valores:

n = 3 para argila siltosa

n = 4 para argila arenosa

n = 5 para areia siltosa

n = 6 para areia argilosa

Aas (16), estudou a anisotropia das argilas no as pecto de resistência ao cisalhamento não drenada (C_u). Para isso usou várias palhetas de Vane Test, com diferentes razões altura/diâmetro, obtendo assim uma determinação aproximada da razão entre a resistência ao cisalhamento da superfície de ruptura horizontal (C_{uH}) e a resistência ao cisalhamento da superfície de ruptura vertical (C_{uV}). Concluiu que: a razão C_{uH}/C_{uV} foi encontrada em torno de 1,0, para dois locais onde a argila era fracamente pré-adensada e variou entre 1,5 e 2,0 para outros locais onde a argila era densa ou quase normalmente adensada. A razão C_{uH}/C_{uV} é menor para uma argila pré-adensada do que para uma argila normalmente adensada, isso é ra zoável porque a resistência ao cisalhamento não drenada depende da inicial pressão efetiva normal ao plano de ruptura.

Bjerrum e Landva (17), fizeram ensaios de Vane Test in situ com solo de origem glacial e verificaram que o valor médio da razão entre a resistência não drenada (C_u) e a presão efetiva (P) num mesmo ponto era $C_u/P = 0,13$.

Leussink e Klaus (18), realizaram ensaios de Vane Test in situ, para determinar a resistência ao cisalhamento das argilas. Ao atingir a profundidade desejada, mediram o torque necessário para romper o solo. Depois da primeira ruptura, determinaram também o torque necessário para o caso da amostra já deformada. Os ensaios foram realizados em intervalos de 1,0m na direção vertical. Concluíram que: apesar da resistência indeformada aumentar com a profundidade, a resistência deformada praticamente não aumenta com a profundidade, conon

sequentemente a sensibilidade da argila aumenta com a profun
didade. Estudaram uma argila orgânica na Alemanha, cuja sensi
bilidade variou de 2 a 3 e em casos excepcionais o valor 5
foi obtido. No laboratório realizaram ensaios triaxiais, cujos
resultados foram comparados com o Vane de Campo, para a mesma
argila orgânica e encontraram os seguintes valores para a ra
zão triaxial/Vane: Valor mínimo 17%; valor máximo 150% e va
lor médio 49,2%.

Todos esses estudos tendem a indicar que se necessi
ta de pesquisa posterior para estabelecer correlações entre
os parâmetros obtidos com diferentes condições de testes e di
ferentes instrumentos para diversos tipos de solos.

CAPÍTULO III

OBJETIVOS DA PESQUISA

O principal objetivo dessa pesquisa limitada foi estudar as propriedades de resistência in situ e em laboratório de uma camada de argila sob a cidade do Recife, conhecida como "Argila Orgânica do Recife" e avaliar as relações estatísticas obtidas entre os diferentes parâmetros de resistência medidos no decorrer da investigação.

Três tipos de testes foram realizados na determinação da resistência in situ: Vane de Campo, Penetrômetro Estâtico (Deep Sounding) e Penetrômetro Dinâmico (I.R.P.). As medições foram realizadas em intervalos de 1m de profundidade ao longo de toda extensão da camada de argila. Os testes de resistência no laboratório foram limitados ao uso do Vane Test de laboratório realizado com amostras indeformadas e com amostras amolgadas. Simultaneamente ao programa dos testes de resistência, algumas propriedades físicas da argila foram medidadas nas mesmas profundidades que os testes de resistência foram realizados.

Este programa de testes permitiu apresentar os seguintes pontos detalhadamente:

- a) Homogeneidade da camada de argila e caracterização da argila orgânica baseada na variação do teor de umidade, plasticidade, peso específico e resistência ao longo da profundidade da camada

de argila.

- b) Sensibilidade da argila orgânica baseada na razão entre a resistência indeformada e a resistência deformada de amostras in situ e também de amostras no laboratório. Ainda no laboratório estudou-se a variação da resistência e do peso específico com o teor de umidade para amostras molgadas.
- c) Os dados disponíveis foram usados para estudar as possíveis correlações estatísticas e a extensão de suas validades para correlações entre os parâmetros de resistência obtidos pelos diferentes tipos de teste, tanto in situ como em laboratório.

CAPÍTULO IV

LOCALIZAÇÃO DOS ENSAIOS

O local escolhido para a realização dos ensaios in situ, bem como para a retirada de amostras indeformadas, foi no interior da Escola Técnica Federal de Pernambuco, situada no Bairro do Derby, com as coordenadas aproximadas de $34^{\circ}53'59''$ de latitude e $8^{\circ}3'30''$ de longitude. O perfil do local estudado é mostrado na figura 1 (a), enquanto que a posição dos furos é mostrada esquematicamente na figura 1 (b). A posição relativa dos furos foi uma decisão arbitrária, feita com o propósito de minimizar distúrbios e variações no material investigado. As medições foram realizadas somente dentro da camada de argila orgânica e em intervalos de 1 metro. Tanto a retirada das amostras indeformadas, como as realizações dos ensaios foram feitos na mesma profundidade. A seguir indica-se a finalidade da execução de cada furo.

Furo nº 1 - Realização do ensaio de Vane Test, com o objetivo de medir-se a coesão não drenada (C_u).

Furo nº 2 - Ensaio de penetração estática, com o objetivo de medir-se a resistência de ponta (R_p), oferecida pelo solo para a penetração de uma ponta cônica (Deep Sounding).

Furo nº 3 - Ensaio de penetração dinâmica. Medição do Índice de Resistência a Penetração (N).

Furo nº 4 - Foi perfurado com o objetivo de retirada de amostras indeformadas para estudo de laboratório. O tubo de revestimento tinha diâmetro de 50 mm e o tubo de amostragem era um tubo de paredes finas de latão de 37,5 mm de diâmetro, conhecido comumente com o nome de tubo Shelby.

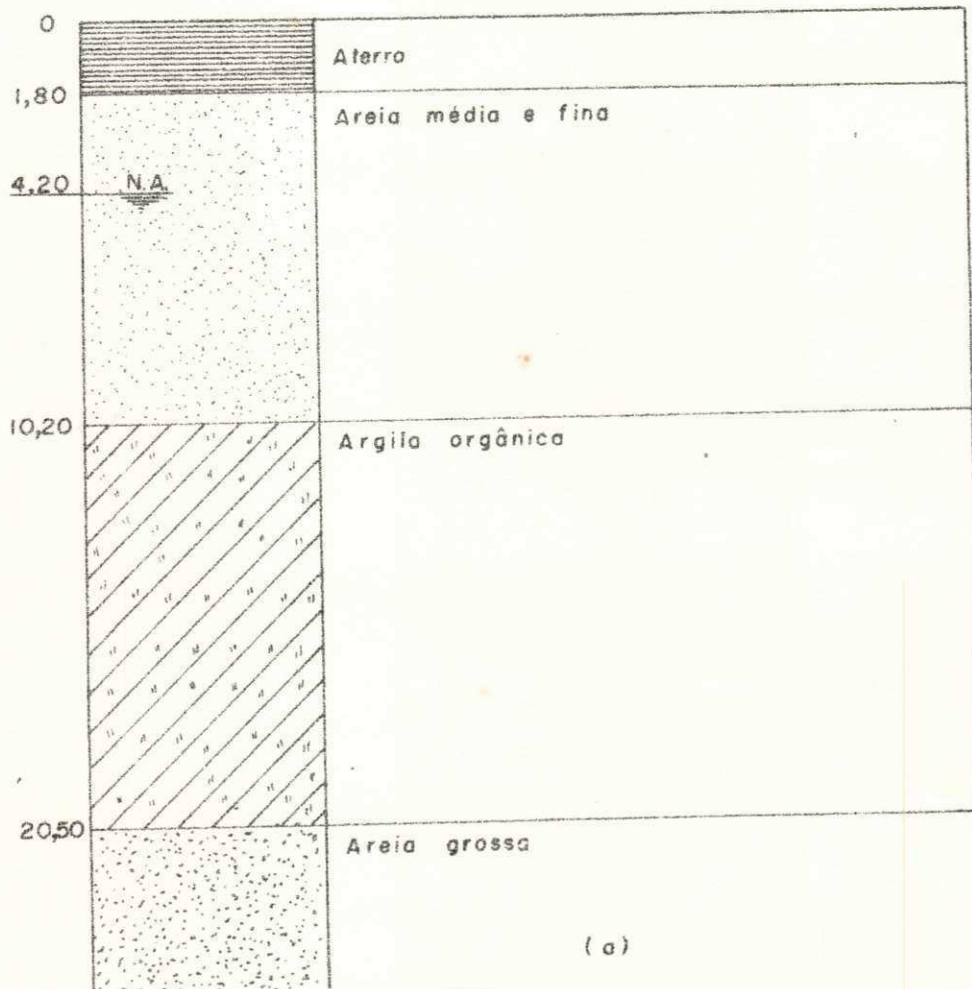
Furo nº 5 - Permitiu a retirada de amostras para a determinação da resistência ao cisalhamento no Vane Test em laboratório. O tubo de revestimento usado tinha 75 mm de diâmetro e os tubos Shelby tinham 62,5 mm de diâmetro.

Figura 1(a) - Perfil Geral do Local Investigado



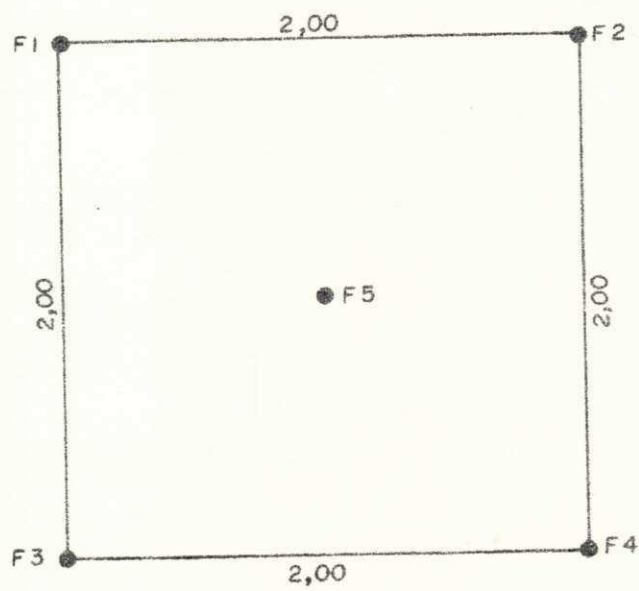
Figura 1(b) - Desenho Esquemático do Local dos Furos

PERFÍL DO SOLO



Esc: 1:200

LOCALIZAÇÃO DOS FUROS



Esc: 1:300

Figura 1

CAPÍTULO V

MÉTODOS E EXECUÇÃO DOS ENSAIOS IN SITU

Ensaio de Vane

Basicamente, o ensaio de vane consiste de fazer girar no interior do solo, um par de palhetas idênticas. As palhetas ao girarem formam uma superfície de ruptura a qual depende da geometria das palhetas. Ao longo da superfície de ruptura, desenvolve-se um momento resistente ao cisalhamento do solo, oriundo da sua própria coesão (19). Com o aparelho mede-se o torque máximo necessário, para fazer girarem as palhetas, com velocidade constante. Considerando-se esse torque como sendo igual ao momento resistente oferecido pelo solo, pode-se através de um cálculo analítico, determinar-se a coesão do solo estudado, através da expressão $C = KM$ sendo C a coesão do solo, M o momento resistente e K uma constante que depende da geometria das palhetas. (Determinação de K vide apêndice nº 1).

In situ as medições foram feitas em intervalos de 1m de profundidade. Inicialmente media-se o torque máximo necessário para fazer as palhetas girarem. Após a primeira ruptura, e depois de um intervalo de 20 minutos, segundo o método de execução do ensaio, fazia-se uma segunda medição, obtendo-se assim as resistências indeformadas e deformadas.

Sendo a constante K do aparelho utilizado igual a

2,59, no caso de M ser dado em Lb.Pol e C_u em Lb/Pé². As pa-
lhetas eram introduzidas no interior do tubo de revestimento
de 75 mm de diâmetro, até se alcançar a profundidade desejada
e de tal modo que as palhetas não mais estivessem no interior
do tubo de revestimento, ficando assim livre da influência do
tubo. A última medição foi feita a 20m de profundidade.

Ensaio de Penetração Estática

(Deep Sounding)

O aparelho utilizado (20), possui uma capacidade má-
xima de 2000 Kg. O ensaio genérico consiste na cravação no in-
terior do solo do conjunto Tubo-Cone, medindo-se assim a re-
sistência total oferecida pelo solo à penetração do conjunto.
Depois crava-se apenas o Cone, tendo-se assim a resistência
de ponta (R_p) e por diferença obtêm-se a resistência devido
ao atrito lateral. No aparelho que foi utilizado, o diâmetro
do tubo é menor que o diâmetro da base do cone, assim sendo
ele mede apenas a resistência de ponta (R_p) oferecida pelo so-
lo à penetração do ponto cônica. O cone possui um ângulo de
60° no seu vértice e uma base de 10 cm², o que dá um diâmetro
da base do cone de 37,5 mm. Conectado ao aparelho existe dois
manômetros. Um para grandes pressões até 250 Kg/cm² e o outro
para pressões menores até 16 Kg/cm². O cone é cravado no solo
com uma velocidade constante de 1 cm/s e faz-se a leitura no
manômetro, da pressão necessária para que o cone penetre de
25 cm no interior do solo. Sendo essa pressão a resistência o-
ferecida pelo solo a penetração da ponta cônica, pode-se plo

Figura 2 - Geometria e dimensões das palhetas do vane usado para o ensaio in situ

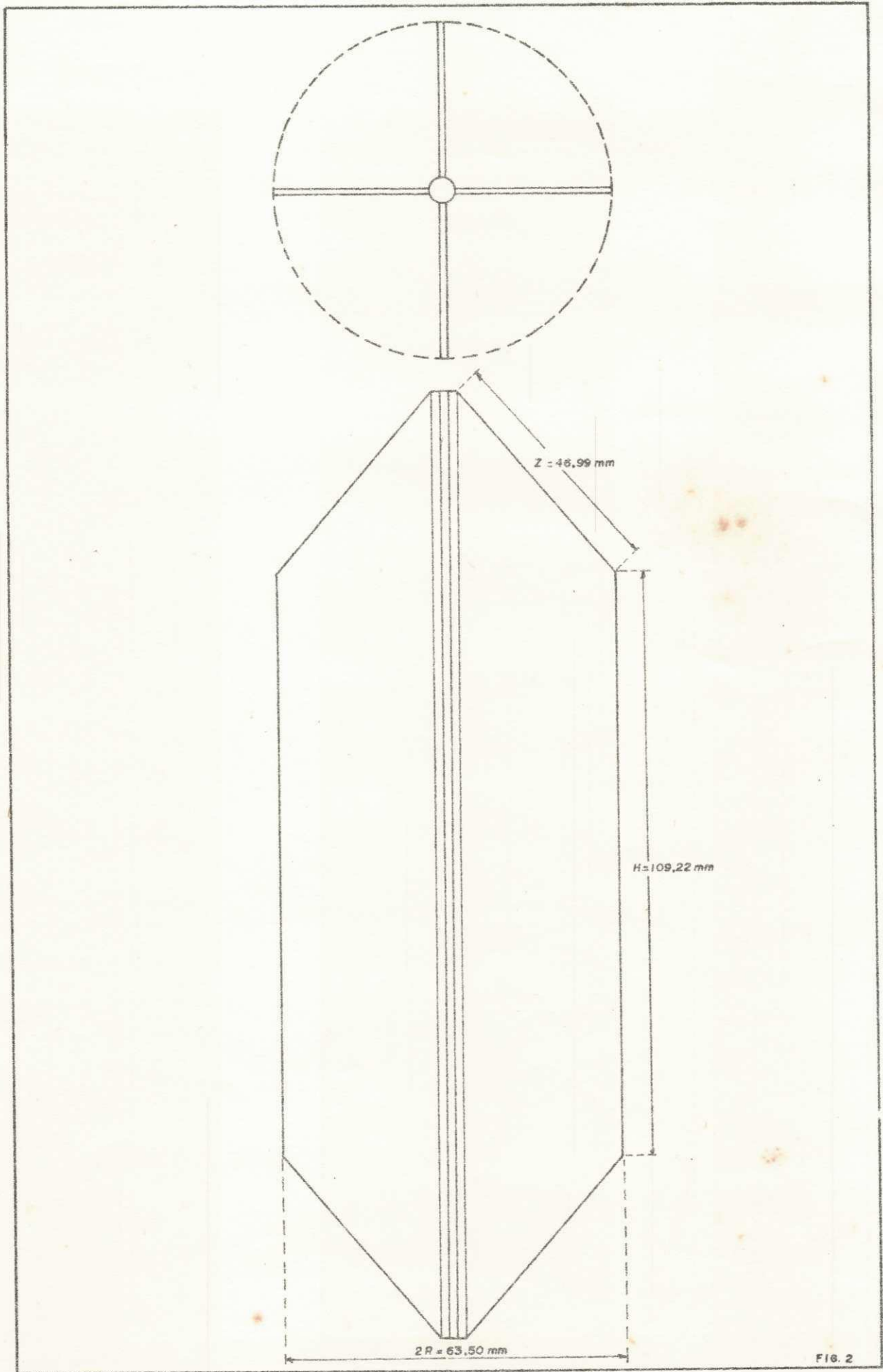


FIG. 2

tar um gráfico resistência de ponta versus profundidade. As medições foram efetuadas em intervalo de 1m, até a profundidade de 20 m. O cone era introduzido no interior de tubo de revestimento de 50 mm de diâmetro, até a se alcançar a profundidade desejada e a medição feita com o cone já fora do tubo de revestimento.

Ensaio de Penetração Dinâmica

(Índice de Resistência a Penetração, I.R.P.)

O Índice de Resistência a Penetração é definido (21) como sendo o número de golpes, N, necessário para que um peso de 65 Kg, caindo em queda livre de uma altura de 0,75 m, faça um amostrador padrão penetrar 30 cm no interior do solo. O amostrador deve estar simplesmente apoiado no solo, no fundo do furo de sondagem, revestido ou não e sem a ocorrência de atrito entre as paredes laterais do furo e do amostrador. O amostrador designado frequentemente por tipo Mohr, tem forma idêntica ao amostrador tipo Terzaghi-Peck, porém com dimensões transversais menores, ou seja, $41,2 \text{ mm} \approx 1.5/8''$ e $24,6 \text{ mm} \approx 1''$ de diâmetros externo e interno, respectivamente. O ensaio realizado neste trabalho seguiu a definição acima indicada.

As medições foram efetuadas em intervalos de 1m e o amostrador foi introduzido no interior de tubos de revestimento com diâmetro de $50,8 \text{ mm} = 2''$. Ao se atingir a profundidade desejada, realizava-se o ensaio com o amostrador livre do tubo de revestimento, evitando assim problema de atrito entre o

Figura 3 - Aspecto geométrico e dimensões do cone usado
no ensaio de penetração estática (Deep
Sounding)

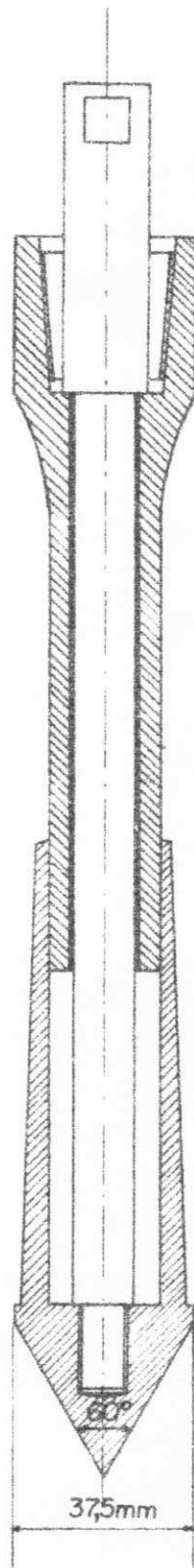


Figura 3

amostrador e as paredes do tubo. A última medição foi feita na profundidade de 20 m.

Retirada das Amostras

As amostras foram retiradas utilizando-se tubos Shelby, com o máximo de cuidado para obter-se amostras quase que intactas e assim denominadas de amostras indeformadas. No furo nº 4 o tubo de revestimento tinha diâmetro de 50 mm e o tubo Shelby diâmetro de 37,5 mm. No furo nº 5 o tubo de revestimento tinha diâmetro de 75 mm e o tubo Shelby 62,5.

Os tubos Shelby eram de paredes finas de latão, sendo os mesmos colocados no interior dos tubos de revestimento os quais já estavam cravados até a profundidade na qual se desejava retirar a amostra.

Fazia-se então a descida do tubo Shelby, preso a uma haste, até ele encostar no solo desejado e então cravava-se o Shelby com uma velocidade lenta e constante procurando-se assim evitar ao máximo o amolgamento da amostra. A aderência entre o solo e as paredes do Shelby prendia a amostra no interior do tubo que ao ser retirado trazia consigo a amostra do solo desejado.

Figura 4 - Aspecto geométrico e dimensões do amostrador usado no ensaio de índice de resistência a penetração

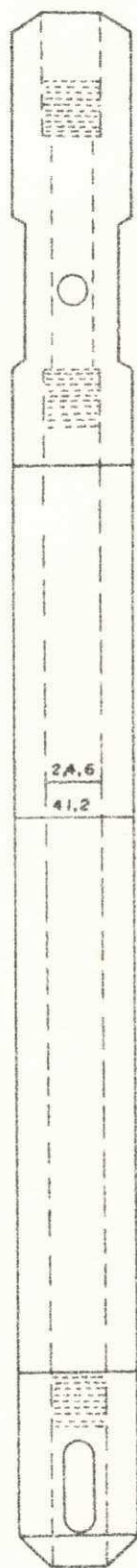


Figura 4

CAPÍTULO VI

MÉTODOS E EXECUÇÃO DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Vane Test de Laboratório

O princípio do ensaio é o mesmo que já foi explicado no capítulo anterior.

O aparelho utilizado foi um Vane de Laboratório que permitiu aplicar uma velocidade angular constante de 2,4 rotações por minuto. As dimensões de vane utilizado foram 12.7 mm de diâmetro por 12.7 mm de altura. (Vide figura 5).

Inicialmente, de posse dos tubos Shelby, contendo as amostras indeformadas de diâmetro igual a 62,5 mm, fez-se a introdução das palhetas do Vane, no interior do próprio tubo Shelby e mediu-se o torque máximo necessário para cisalhar a amostra, depois com a mesma amostra cravou-se novamente as palhetas do vane um pouco ao lado da medição anterior, conseguindo-se assim um segundo torque. O torque considerado foi o valor médio dos dois e com esse torque determinou-se a coesão não drenada, C_u , da amostra indeformada, através da expressão $C_u = KM$.

Sendo M o torque médio em Lb.Pol e C_u em Lb/Pol² e $K = 3,816$. (Vide apêndice nº 2). O mesmo processo foi repetido para as demais amostras de diferentes profundidades, conseguindo-se assim plotar um gráfico da coesão não drenada versus

profundidade para amostras indeformadas. Posteriormente, para cada tubo Shelby retirou-se a amostra e fez-se o seu amolgamento completo. Colocou-se em um recipiente com o mesmo diâmetro do tubo Shelby e de tal modo que ficasse praticamente nas mesmas condições de compacidade que possuía quando indeformada e sendo o seu teor de umidade ainda o natural.

Cravou-se as palhetas no interior do recipiente contendendo a amostra já amolgada e mediu-se o torque necessário para o cisalhamento. Depois cravou-se novamente as palhetas no mesmo recipiente, conseguindo-se um segundo torque. O torque considerado foi o valor médio dos dois e seguindo a mesma sequência de trabalho das amostras indeformadas, foi feita a mesma coisa para os demais recipientes, contendo amostras amolgadas das diferentes profundidades, conseguindo-se assim plotar um gráfico da coesão não drenada versus profundidade para as amostras amolgadas.

Posteriormente estudou-se a variação da coesão não drenada, com o teor de umidade. 5 Kg da amostra foi secada na estufa a 60°C de temperatura e depois destorroada, para começar-se de baixos teores de umidade e depois ir-se aumentando. Colocou-se água na amostra destorroada e fez-se a sua homogeneização. Feito isso realizou-se a compactação da amostra no interior de um cilindro de dimensões diâmetro 105 mm e altura 1263 mm.

A compactação foi feita em 3 camadas, com 17 golpes para cada camada. A energia de compactação (19) foi de aproximadamente 6 Kg cm/cm^3 (Proctor Normal), feito isso determi-

nou-se o peso específico úmido do solo e levou-se a amostra compactada para o Vane Test, medindo-se a coesão não drenada do mesmo modo que já foi explicado anteriormente. Após essas operações retirou-se pequenas amostras para determinação do teor de umidade e finalmente determinou-se o peso específico aparente seco. Recolocando-se toda a amostra num grande vaso lhamo, acrescentando-se mais água, aumentando-se assim o seu teor de umidade, fez-se nova homogeneização e seguindo-se a mesma sequência já explicada conseguiu-se plotar um gráfico da coesão não drenada versus o teor de umidade, bem como um gráfico do peso específico aparente seco versus o teor de umidade.

Ensaio para Obtenção de Parâmetros Físicos

Os valores de umidade natural, limite de liquidez, limite de plasticidade, foram obtidos executando-se ensaios de acordo com as normas estabelecidas (22).

Figura 5 - Aspecto geométrico e as dimensões das palhetas do vane test usado no laboratório

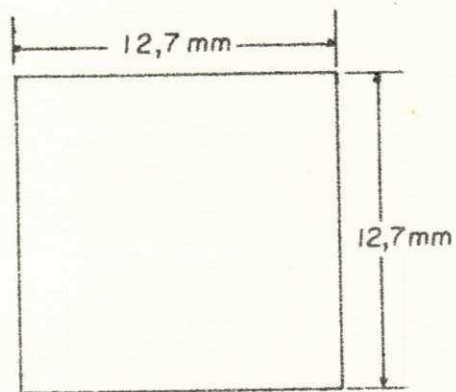
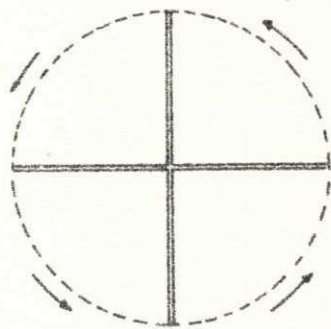
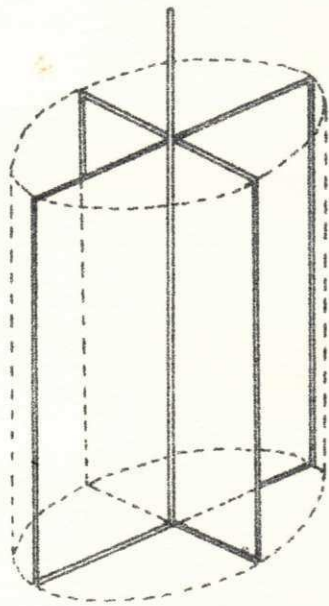


Figura 5

CAPÍTULO VII

APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Introdução

Os ensaios de campo e de laboratório foram realizados em intervalos de 1m de profundidade em toda a extensão da camada de Argila Orgânica. Para cada profundidade obteve-se os resultados numéricos dos diversos parâmetros de resistência, medidos com os diferentes tipos de ensaios, os quais foram descritos nos capítulos V e VI. Foram construídas linhas de regressão com a finalidade de dar uma idéia melhor das variações desses parâmetros com a profundidade. Assim sendo, o parágrafo seguinte apresenta os resultados em função da profundidade da camada de argila orgânica.

Teor de umidade e características de plasticidade

Observa-se através da figura 6a que o teor de umidade apresentou um ligeiro aumento nos primeiros 5m da camada e depois permanecendo praticamente constante. O maior valor encontrado foi de 103,49% e o menor valor foi 52,74%. Quanto às características de plasticidade que foram encontradas através da realização de ensaios, com amostras previamente secadas na estufa, a 105°C, verificou-se que houve pequenas variações pa

ra essas características, por exemplo, o limite de liquidez máximo foi de 65% e o mínimo foi de 54%. O limite de plasticidade máximo foi 37,1% e o mínimo 22,1%. Para o índice de plasticidade foi encontrado um valor médio de 32,64%.

Peso Específico Úmido

Na figura 6b vê-se que a linha de regressão indica um ligeiro aumento para o peso específico úmido. O seu valor máximo foi de $1,646 \text{ g/cm}^3$ e o valor mínimo foi $1,428 \text{ g/cm}^3$.

Vane Test in situ

Evidencia-se através da figura 6c que a coesão não drenada de amostras indeformadas (C_{uic}) apresentou um pequeno aumento com a profundidade. O seu valor máximo obtido foi $0,635 \text{ Kg/cm}^2$ e o valor mínimo $0,318 \text{ Kg/cm}^2$. Após a ruptura da amostra, obteve-se a coesão não drenada em amostras deformadas (C_{udc}), cujo valor máximo foi $0,254 \text{ Kg/cm}^2$ e o valor mínimo foi $0,114 \text{ Kg/cm}^2$. Analisando-se as linhas de regressão, nota-se que apesar da coesão não drenada em amostras indeformadas apresentar um pequeno aumento com a profundidade, a coesão não drenada em amostras deformadas permanece constante.

Penetração Estática

A resistência de ponta apresentou um valor máximo

de 7 Kg/cm^2 e um valor mínimo de 5 Kg/cm^2 . A linha de regressão mostra que esse parâmetro praticamente permanece constante. Figura 7a.

Índice de Resistência à Penetração

Esse parâmetro apresentou um valor máximo de 2,22 e um valor mínimo de 1. A linha de regressão mostra que existiu um pequeno aumento com a profundidade. Figura 7b.

Vane Test em laboratório

A coesão não drenada de amostras indeformadas medida no laboratório (C_{uil}) apresentou um valor máximo de $0,498 \text{ Kg/cm}^2$ e um valor mínimo de $0,220 \text{ Kg/cm}^2$. A coesão não drenada de amostras deformadas medidas no laboratório (C_{udl}) apresentou um valor máximo de 0,171 e um valor mínimo de $0,070 \text{ em Kg/cm}^2$. As linhas de regressão indicam que, em ambos os casos houve pequeno aumento desses parâmetros com a profundidade.

Coesão não drenada de amostras amolgadas e compactadas em função do teor de umidade

A figura 8 mostra que a coesão não drenada diminuiu sensivelmente com o aumento do teor de umidade. Para um teor de umidade de 40,94% foi encontrada uma coesão de $0,496 \text{ Kg/cm}^2$

e para o teor de umidade de 53,74% a coesão correspondente foi 0,080 Kg/cm².

Peso específico aparente seco
em função do teor de umidade

Para o teor de umidade de 40,94% foi encontrado um peso específico aparente seco de 1,220 g/cm³ e para um teor de umidade de 53,74% o valor do peso específico aparente seco foi 1,060 g/cm³. A figura 9 mostra que o peso específico aparente seco decresce linearmente com o aumento do teor de umidade, isto é, para uma faixa de valores de umidade pertencentes ao ramo úmido da curva de compactação.

Figura 6a. Variações do teor de umidade, limite de plasticidade, limite de liquidez e o índice de plasticidade com a profundidade.

Figura 6b. Variações do peso específico úmido com a profundidade.

Figura 6c. Variações da coesão não drenada in situ de amostras indeformadas (C_{uic}) e amostras deformadas (C_{udc}) com a profundidade.

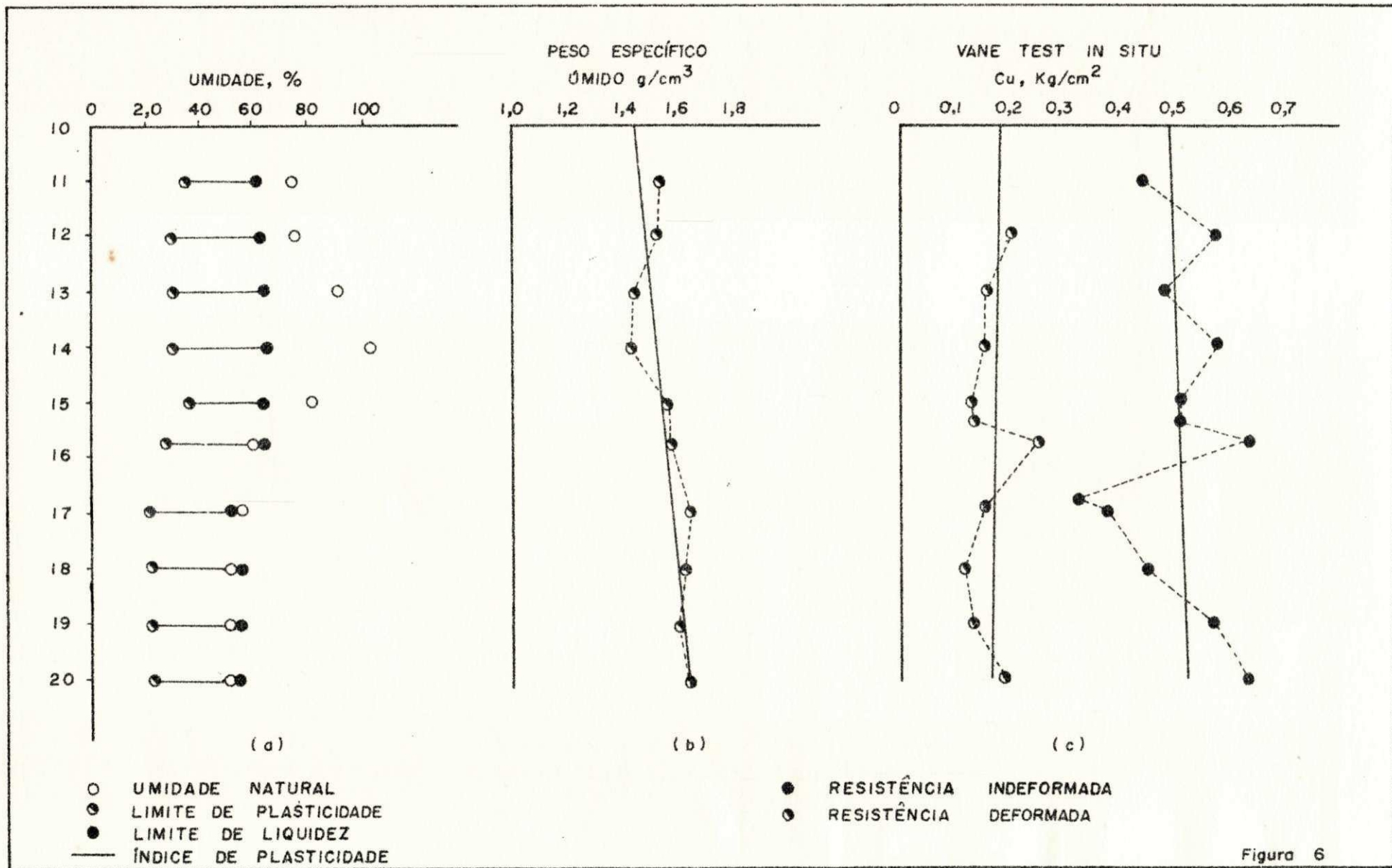


Figura 6

Figura 7a. Variação da resistência de ponta (R_p) com a profundidade

Figura 7b. Variação do índice de resistência a penetração (N) com a profundidade

Figura 7c. Variação da coesão não drenada em laboratório de amostras indeformadas (C_{uil}) e amostras deformadas (C_{udl}) com a profundidade

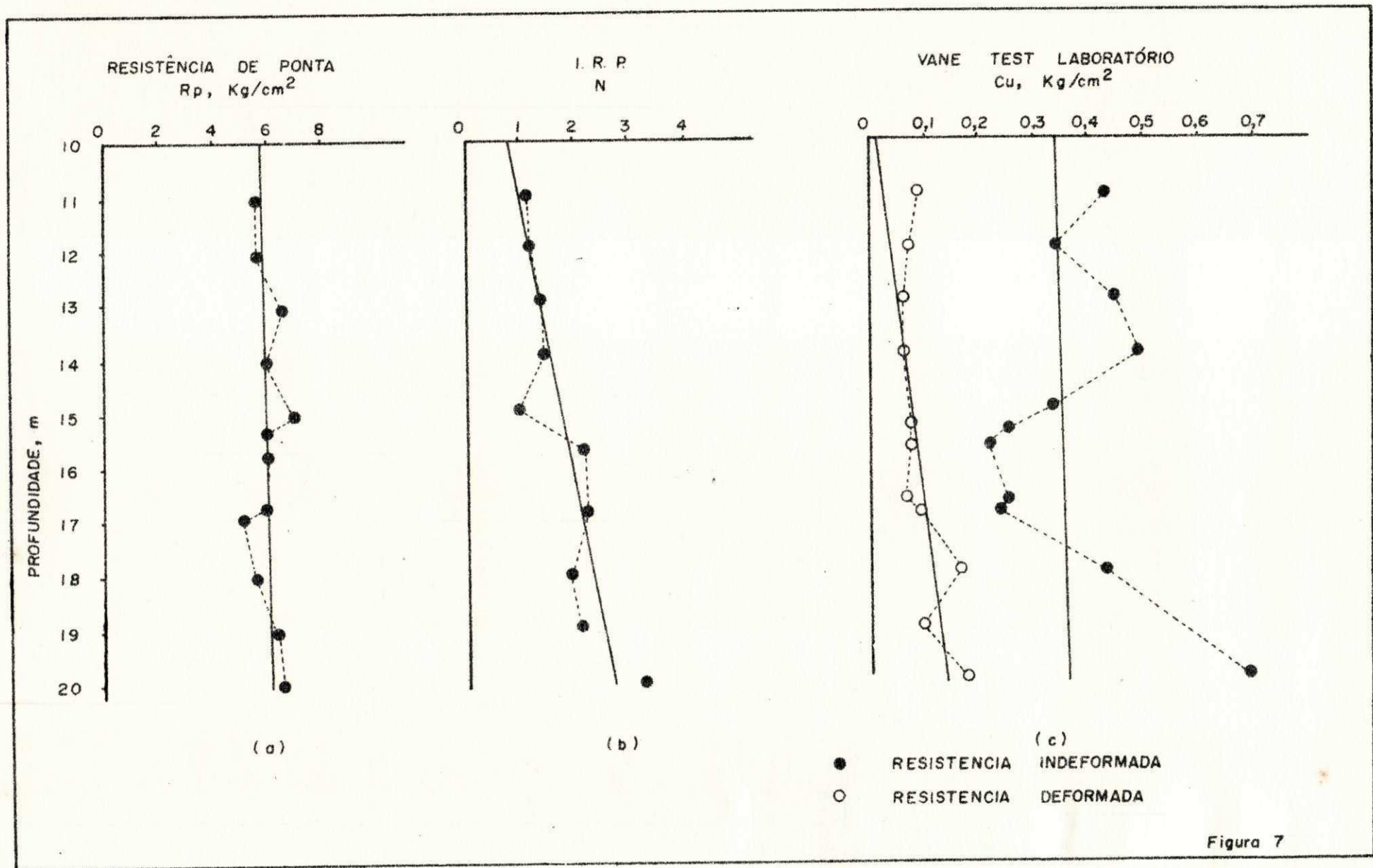


Figura 7

Figura 8 - Variação da coesão com o teor de umidade
(obtido com amostras amolgadas em laborau
tório)

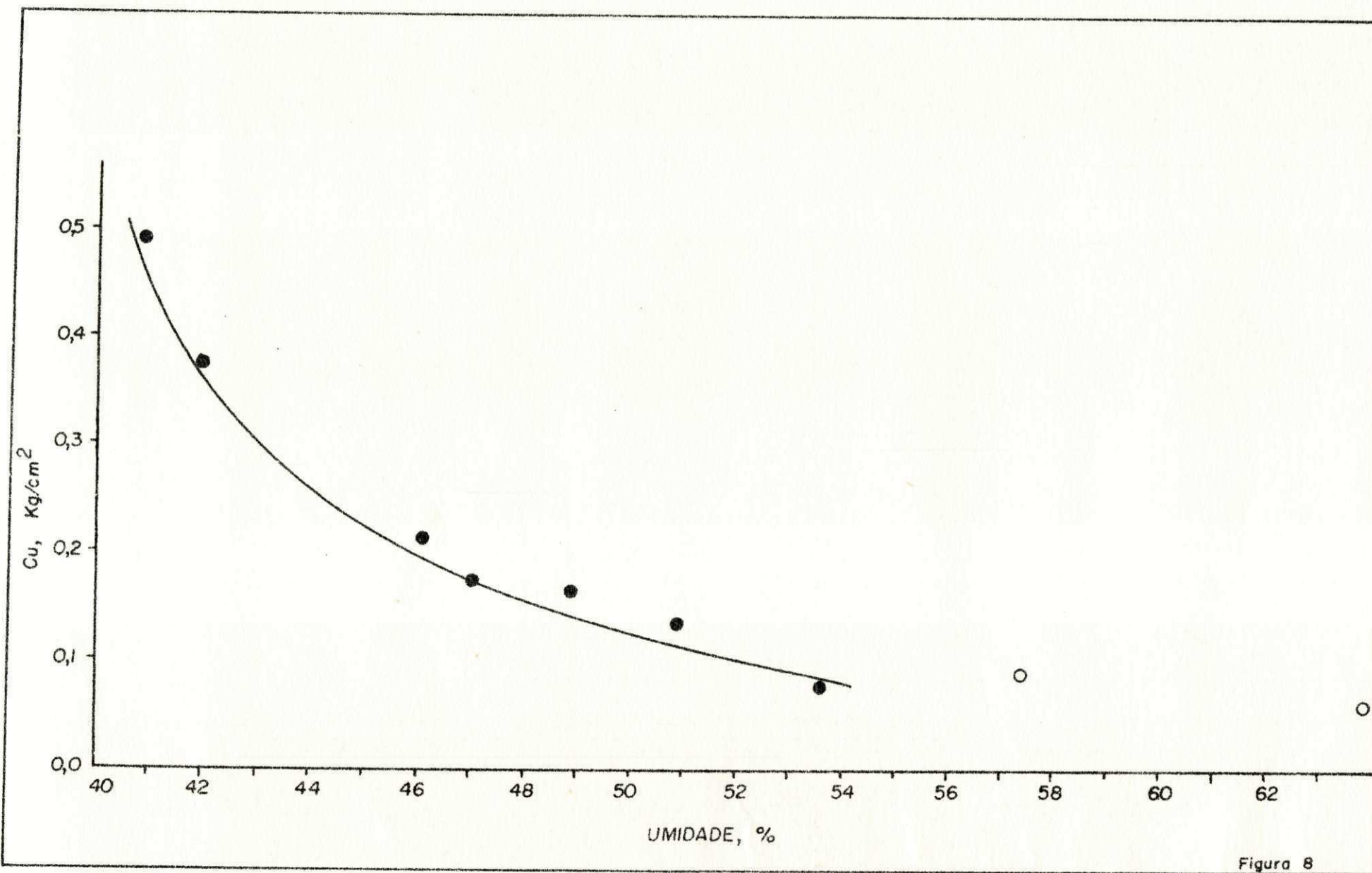


Figura 8

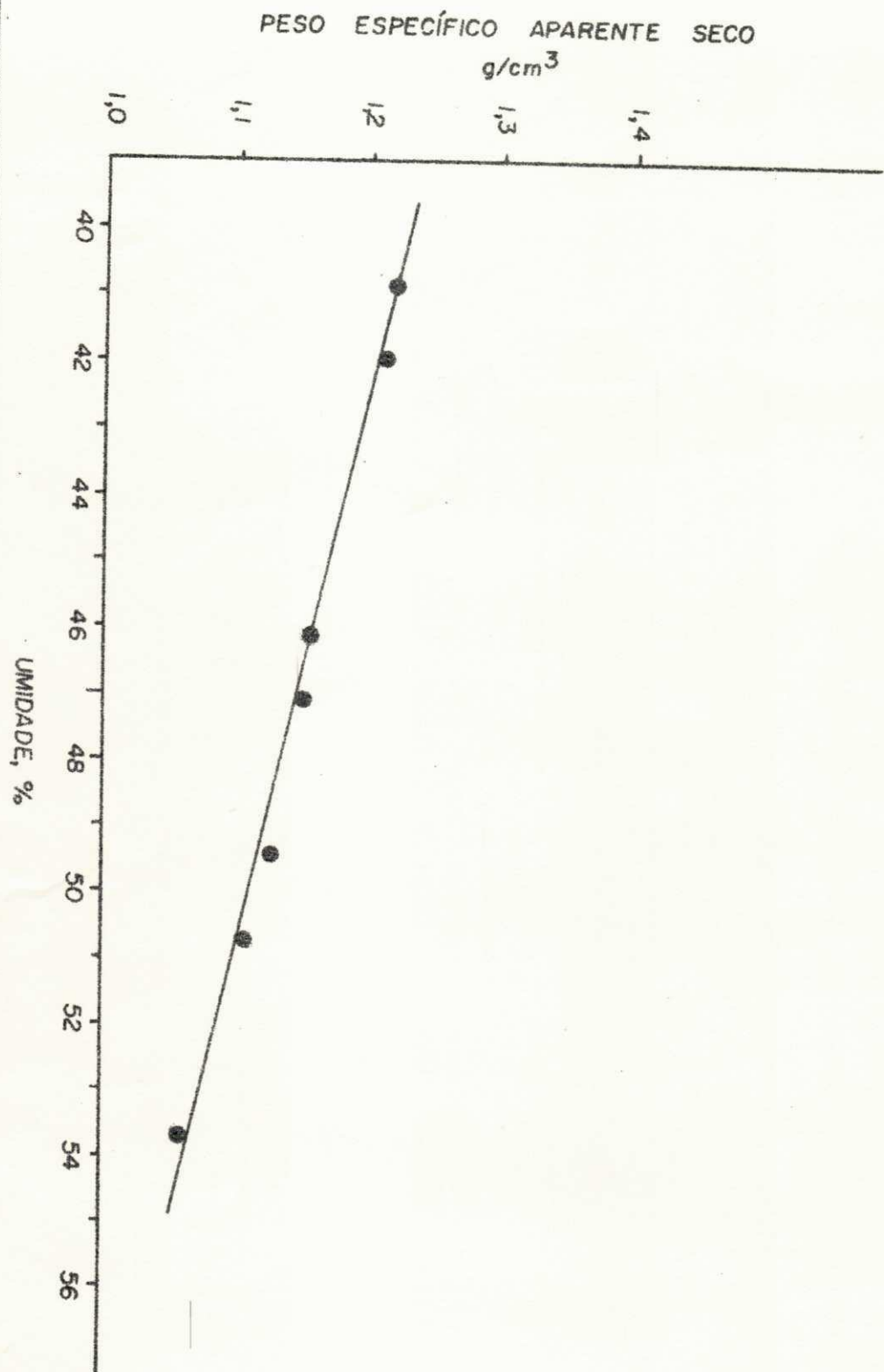


Figura 9

Figura 9 - Variação do peso específico aparente seco com o teor de umidade

CAPÍTULO VIII

DISCUSSÃO

Os resultados apresentados no capítulo anterior mostram que os índices de consistência da argila estudada, praticamente não variam com a profundidade das amostras, apresentando um valor médio para o índice de plasticidade de 32,64%, indicando ser a argila estudada altamente plástica (23), apresentando ainda um baixo peso específico da ordem de $1,563 \text{ g/cm}^3$, o que leva-se a considerá-la como sendo uma argila mole (23). Observando-se os gráficos que mostram as variações dos parâmetros de resistência com a profundidade das amostras, vê-se que eles indicam ligeiros aumentos desses parâmetros, os quais são evidências de um solo sedimentar normalmente adensado, no qual o índice de vazios e o teor de umidade decrescem e a resistência cresce (24). Pode ser argumentado que os aumentos são devidos somente a uma diminuição do teor de umidade com a profundidade, mas, desde que o teor de umidade foi encontrado acima ou muito perto do limite de liquidez, nessa amplitude de teor de umidade os valores da resistência ao cisalhamento medidos com o Vane Test de laboratório, são mais ou menos constantes. Quanto à disposição dos resultados obtidos em torno das linhas de regressão, acredita-se serem devidos à não homogeneidade da argila e à natureza estatística das medições.

A despeito do fato de que os teores de umidade acima

do limite de liquidez, seja uma indicação de alta sensibilidade (5), os valores da sensibilidade da argila, encontrada como sendo a razão entre a resistência ao cisalhamento de amostras indeformadas e de amostras deformadas, obtidas do ensaio de Vane Test, foram baixos. A sensibilidade da argila apresenta um valor médio de 3,18 in situ e um valor médio de 3,43 em laboratório. Esses valores concordam muito bem, confirmando assim a baixa sensibilidade da argila orgânica. Presume-se que os valores inferiores da coesão encontrada no laboratório podem ser atribuídos às diferenças de tamanho entre as palhetas dos Vane usados in situ e no laboratório. Observa-se ainda, através das linhas de regressão dos ensaios de Vane Test, que existe um pequeno aumento da sensibilidade da argila com a profundidade. Isto acontece porque enquanto a resistência indeformada aumenta com a profundidade, a resistência deformada, praticamente, permanece constante. Acredita-se que a resistência deformada não apresenta variações, visto que o seu valor sendo encontrado após a ruptura do solo in situ não está mais sujeito às tensões de confinamento do que no caso da resistência deformada. Este fato evidencia-se mais ainda para os ensaios realizados no laboratório, pois nesse caso a resistência deformada foi encontrada usando-se amostras amolgadas as quais estão totalmente livres do efeito de confinamento.

As variações da coesão não drenada com o teor de umidade mostram que a coesão decresce sensivelmente com o aumento do teor de umidade, porém, existe uma forte tendência para a mesma permanecer constante quando os valores dos teores de umidade assumidos são próximos ou além de 60%.

De posse dos resultados numéricos dos ensaios Vane Test, penetração estática do cone e índice de resistência à penetração, determinou-se as possíveis relações lineares para cada conjunto de pontos tomados nas mesmas profundidades. Inicialmente foram construídas linhas de regressão genéricas do tipo $y = a + bx$ e foram encontrados seus respectivos coeficientes de correlação, os quais apresentaram, de uma maneira geral, resultados baixos implicando assim que essas relações lineares possuam validade estatística discutível (25). Simultaneamente a esse trabalho, fez-se a suposição de que os diferentes tipos de testes respondessem de uma mesma maneira às reações oferecidas pelo solo, isto é, que todos os aparelhos possuíssem a mesma sensibilidade e, de acordo com esse raciocínio, construiu-se também linhas de regressão passando pela origem.

Os diagramas de disposição e as linhas de regressão são mostrados nas figuras 10a, 10b, 11a, 11b, 12a e 12b. As equações correspondentes foram as seguintes:

$$C_{uic} = 0,34 + 1,18 C_{udc} \quad (r^* = 0,633)$$

$$C_{uic} = 0,08 + 0,07 R_p \quad (r = 0,396)$$

$$C_{uic} = 0,45 + 0,04 N \quad (r = 0,346)$$

$$R_p = 5,99 - 0,006 N \quad (r = 0,007)$$

* r = coeficiente de correlação

$$C_{uil} = 0,32 + 0,03 C_{uic} \quad (r = 0,025)$$

$$C_{uil} = 0,28 + 0,58 C_{udl} \quad (r = 0,159)$$

Verifica-se que não há virtualmente correlação entre os parâmetros medidos, exceto para a relação entre o Vane Test de campo em amostras indeformadas e o Vane Test de campo com amostras já deformadas, onde a correlação é positiva.

Quanto às linhas de regressão que passam pela origem, apesar delas não possuírem validade estatística, essas relações foram obtidas. As retas de regressão são mostradas nas figuras citadas anteriormente e as equações encontradas foram as seguintes:

$$C_{uic} = 3,18 C_{udc}$$

$$C_{uic} = 0,08 R_p$$

$$C_{uic} = 0,26 N$$

$$R_p = 2,89 N$$

$$C_{uil} = 0,66 C_{uic}$$

$$C_{uil} = 3,43 C_{udl}$$

Embora essas relações não tenham validade estatística, é surpreendente o fato de que algumas relações apresentaram resultados que concordam muito bem com os dados indicados

na revisão bibliográfica. Por exemplo, a razão: $R_p/C_{uic} = 12,50$ é da mesma ordem que os resultados apresentados por Skempton (10), Sanglerat (10) e L'Herminier (10). O mesmo se pode dizer da equação $R_p = 2,89 N$ que concorda plenamente com o valor encontrado pelos engenheiros da Estacas Franki Sa (15).

Para o caso de perda de resistência entre o Vane Test de laboratório e campo a razão C_{uil}/C_{uic} foi igual a 0,66 estando de acordo bem de perto com os valores reportados para materiais do mesmo tipo (2, 3).

Figura 10a. Correlação entre a coesão não drenada de amostras indeformadas in situ (C_{uic}) e a coesão não drenada de amostras deformadas in situ (C_{udc}). Com reta de regressão genérica e reta passando pela origem.

Figura 10b. Correlação entre a coesão não drenada de amostras indeformadas in situ (C_{uic}) com a resistência de ponta (R_p). Apresentando reta de regressão genérica e reta passando pela origem.

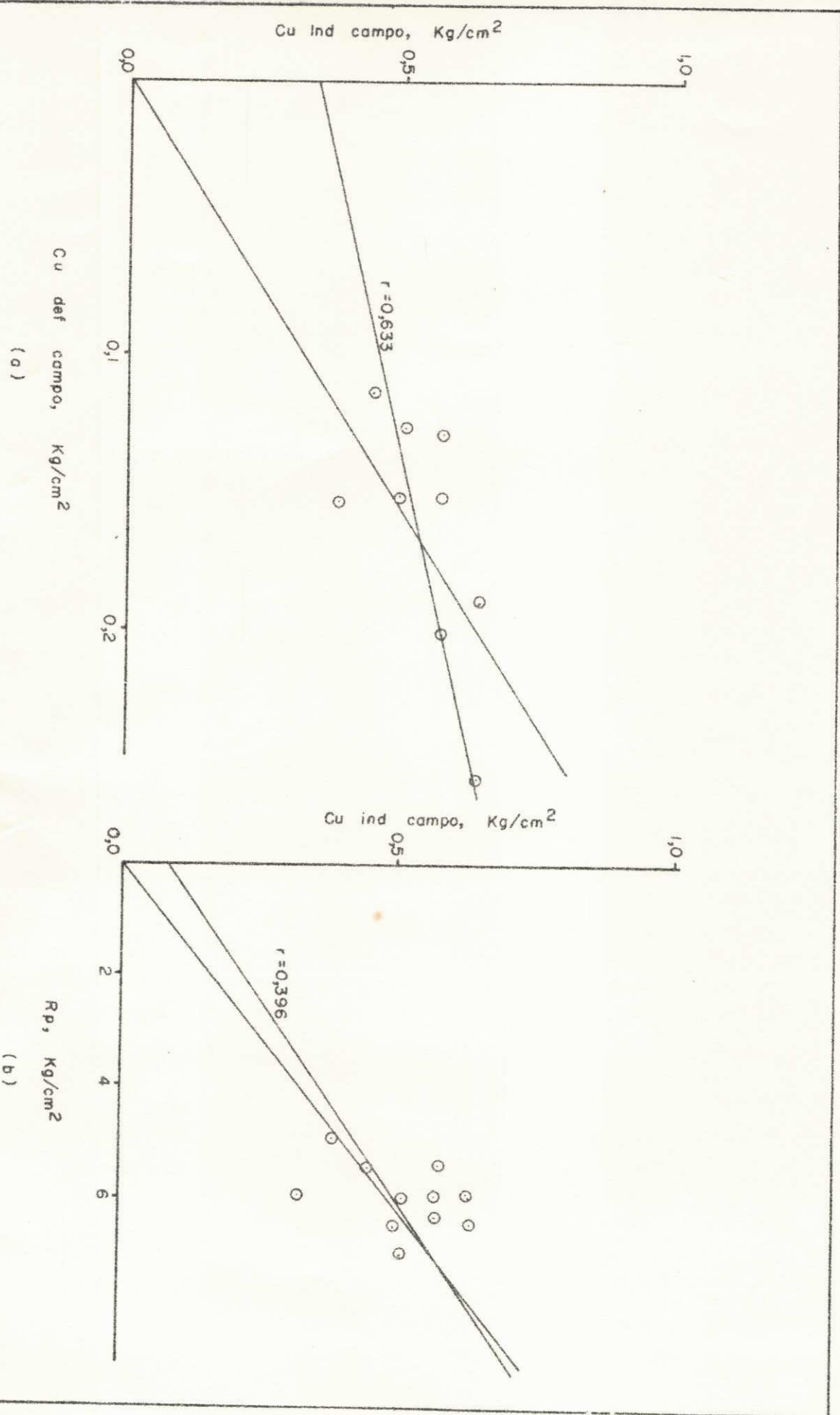


Figura 10

Figura 11a. Correlação entre a coesão não drenada de amostras indeformadas in situ (C_{uic}) com o índice de resistência à penetração (N). Apresentando a linha de regressão genérica e a que passa pela origem.

Figura 11b. Correlação entre a resistência de ponta (R_p) e o índice de resistência à penetração (N). Apresentando a reta de regressão genérica e a reta passando pela origem.

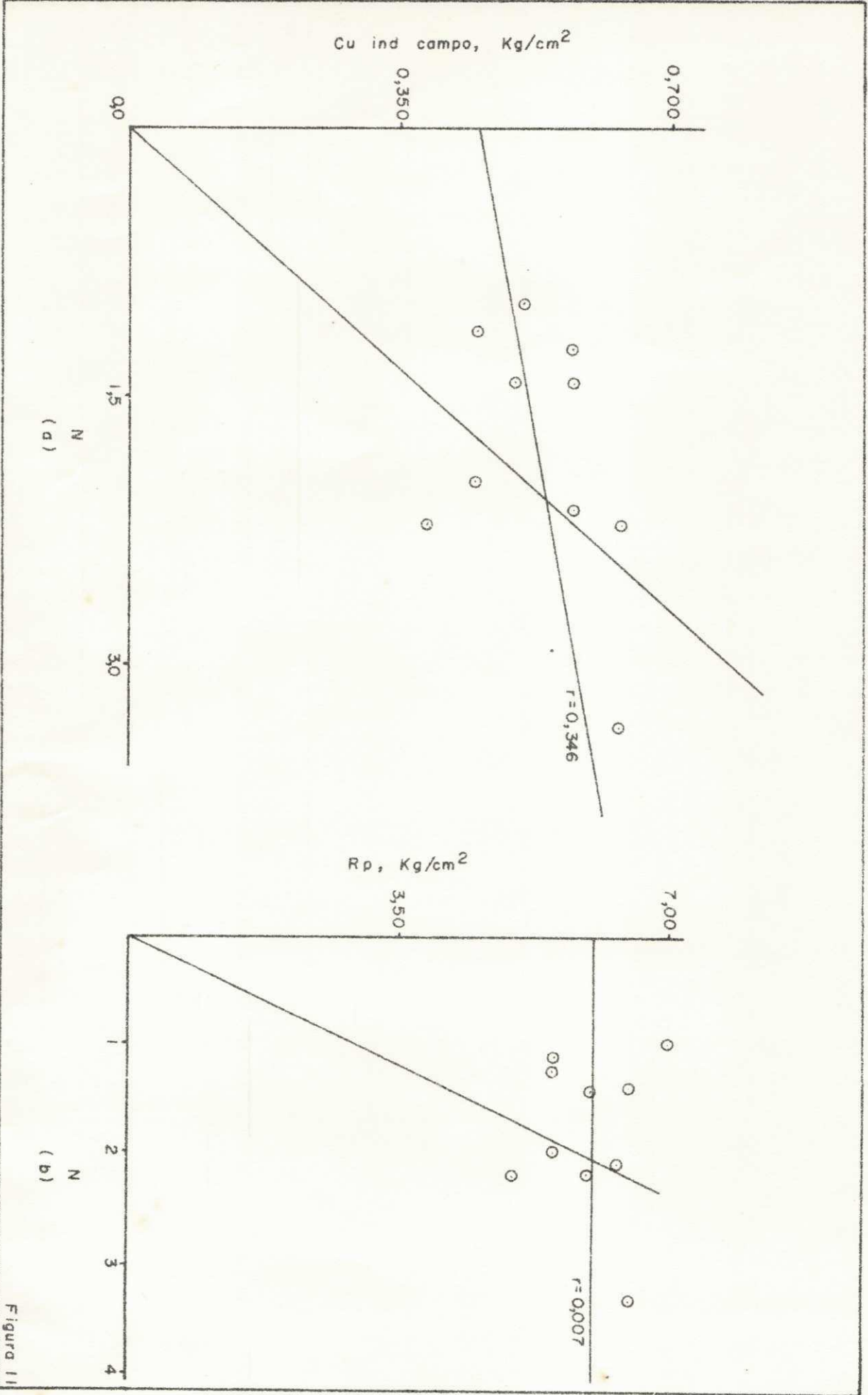


Figura 11

Figura 12a. Correlação entre a coesão não drenada de amostras indeformadas em laboratório (C_{uil}) com a coesão não drenada de amostras indeformadas *in situ* (C_{uic}). Apresentando a reta de regressão genérica e a reta passando pela origem.

Figura 12b. Correlação entre a coesão não drenada de amostras indeformadas em laboratório (C_{uil}) com a coesão não drenada de amostras amolgadas, também em laboratório (C_{udi}). Apresentando a reta de regressão genérica e a reta passando pela origem.

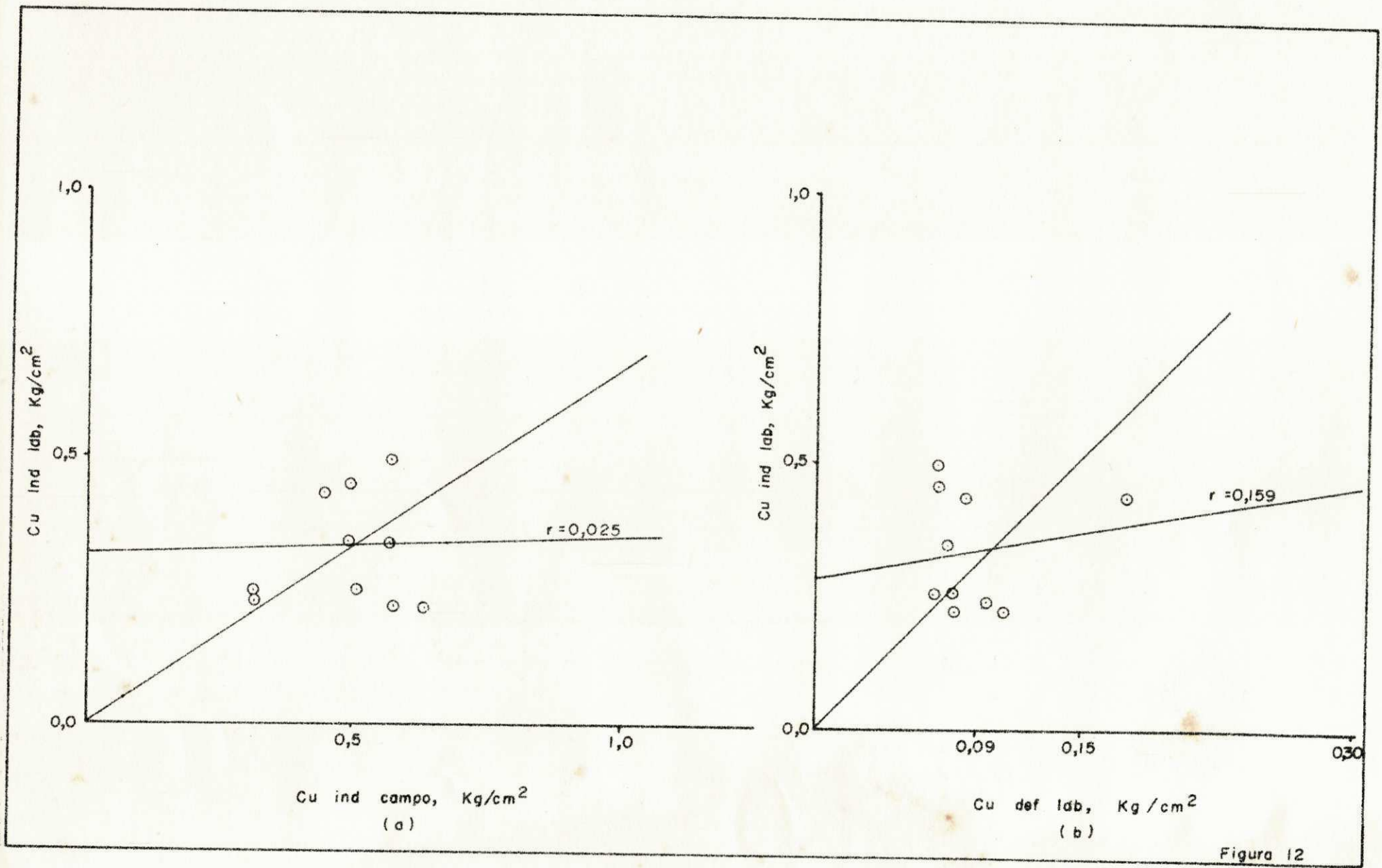


Figura 12

CAPÍTULO IX

CONCLUSÕES

Os resultados obtidos através dessa pesquisa limitada, permitiram apresentar as seguintes conclusões:

- 1) A argila orgânica investigada pode ser classificada como uma argila mole, com características de plasticidade uniforme e altamente plástica.
- 2) Esta argila possui baixo peso específico e baixa sensibilidade.
- 3) As variações da coesão não drenada, penetração estática e penetração dinâmica com a profundidade foram relativamente pequenas. Se a resistência não drenada for tomada como a resistência de trabalho, então seus valores variam com a profundidade entre $0,318 \text{ Kg/cm}^2$ a $0,635 \text{ Kg/cm}^2$, apresentando um valor médio de $0,476 \text{ Kg/cm}^2$.
- 4) Os valores da penetração estática (resistência de ponta), variaram de 5 Kg/cm^2 a 7 Kg/cm^2 .
- 5) Os valores da penetração dinâmica (I.R.P.) variaram de $N = 1$ a $N = 2,22$.
- 6) Embora tenha-se obtido equações de regressão linear, não existe correlações entre os parâmetros medidos. Algumas das equações mais simples de regressão, concordam muito

bem com os dados reportados na revisão bibliográfica e usa
dos em projetos de engenharia civil. Contudo para o caso
desse estudo, estas relações não têm validade estatística.
Assim sendo, apesar de algumas relações apresentarem valo
res bastante coerentes com suas congêneres feitas por ou
tros, salienta-se o fato de que os coeficientes de correla
ção encontrados foram baixos, motivo pelo qual os valores
obtidos através dessas relações não têm validade. Urge en
tão que se tenha muita cautela na utilização dessas rela
ções e usá-las mais como uma espécie de guia inicial para
os engenheiros que trabalham nesse setor.

CAPÍTULO X

SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Através de todo o estudo anterior, observa-se que a pesquisa esplanada, trata-se de um trabalho limitado o qual foi realizado apenas em uma pequena região da cidade do Recife, motivo pelo qual sugere-se que estas pesquisas sejam continuadas abrangendo os seguintes tópicos:

- 1) Investigações sobre as características mineralógicas, físico-químicas e microestrutura da argila orgânica.
- 2) Para uma maior disponibilidade de dados sobre o problema de recalque de fundações. Frisa-se a importância do estudo das características de recalque desta argila.
- 3) Faz-se necessário a realização de trabalhos semelhantes ao apresentado nesta dissertação em outros locais da cidade do Recife, isto é, que haja uma propagação horizontal de trabalhos dessa natureza de tal modo que cubra toda a área da cidade do Recife, assegurando assim o grau de uniformidade da camada de argila orgânica e simultaneamente aumentando a quantidade de dados referentes aos parâmetros estudados, propiciando assim condições de se fazer trabalhos mais precisos do ponto de vista estatístico. É opinião do autor que o trabalho nessa área será de natureza estatística, pois possivelmente permanecerão de natureza empírica.

- 4) Sendo o solo estudado considerado como se fosse isótropo, salienta-se a necessidade de pesquisá-lo considerando-se a sua anisotropia no aspecto concernente a coesão não drenada. Para isso poder-se-á utilizar vários tipos de Vane Test que possuam pares de palhetas de dimensões diferentes, variando-se assim as razões r/h , onde r é o raio e h é a altura da palheta.

REFERÊNCIAS

1. Costa, A.J. O Subsolo do Recife. Instituto Tecnológico do Estado de Pernambuco, Publicação No. 6, pp 28, 1960.
2. Ward, W.H., Burland, J.B., and Gallois, R.W. Geotechnical Assessment of a site at Mumford, Norfolk, for a large proton accelerator. Building Research Station, Current Paper No. 3/69, 1969.
3. Terzaghi, K. and Peck, G.B. Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd Ed., Wiley, N.Y., 1967.
4. American Society for Testing and Materials. Symposium on Vane Shear Testing of Soils. ASTM Special Tech. Publ. No. 193, 1957.
5. Gray, H. Field vane shear tests of sensitive cohesive soils. Trans. A.S.C.E., Paper No. 2887, 1955.
6. Lo, K.Y. The operational strength of fissured clays. Geotechnique, Vol. 20, No. 1, 57-74, 1970.
7. Protodyakonov, M.M. and Kojman, M.I. Uber den maBstaseffect bei untersuchung von geisten and kohle. 5 Landertreffen Int. Bueros Gebirgs Mechanik, 97-108. Deutsche Akademie der Wissenschaften, 1964.
8. Bishop, A.W. Discussion on shear strength of stiff clay. Proc. Geotechnical Conf., Oslo 2, 142-150, 1967.

9. Thomas, D. Static penetration tests in London clay. Geotechnique, Vol. 15, No. 2, 174-179, 1965.
10. Cassan, M. Les essais in situ em mecanique des sols. Construction, Vol. 23, No. 10, 1968 and Vol. 24, No. 5, No. 8, 1969.
11. Lumb, P. and Holt, J.K. The Undrained Shear Strength of a Soft Marine clay from Hong-Kong. Geotechnique March 1968, Volume XVIII.
12. Mitchell, J.K. and Houston, W.N. Causes of clay sensitivity. Journal of the soil Mechnics and Foundations Division. A.S.C.E. Vol. 97 No. SM 1. 1971.
13. Anderson, H.V. New sampler speeds design of 31.000,000 cu yd fill. Civil Engineering, Vol. 27, December, 1957.
14. Sanglerat, G. Le penetrometre et la reconnaissance des sols. Dunod. (Quoted by Cassan, Ref. 10).
15. Barberian, D. Notas sobre investigação do subsolo para fins de engenharia. U.F.R.J., COPPE, 1971.
16. Aas, G. Vane test for Investigation of anistropy of undrained shear strength of Clays. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo Norway.
17. Bjerrum, L. and Landva, A. Direct Simple Shear Tests on a Norwegian Quick Clay. Geotechnique Vol. 16 No. 1, 1966.

18. Leussink, H. and Wenz, K.P. Comparison of Field vane and Laboratory Shear Strengths of Soft Cohesive Soils. Karlsruhe Germany.
19. Helenelund, K.V. Vane Tests, Institute of Technology, Helsinki, Finland.
20. Goudsche Machinefabrick, Sounding Apparatus suitable for a maximum load of 2.000 Kg. Goudsche Machinefabrick, N.Y. Gonda, Netherlands. 1972.
21. Teixeira, A.H. Correlação entre a capacidade de carga das argilas e a Resistência à Penetração. Anais do III Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos. Vol. I 55-69, 1966.
22. Queiroz, J.B. Propriedades Mineralógicas e de Engenharia da argila orgânica do Recife M.Sc. Tese (em preparação) Centro de Ciências e Tecnologia da U.F.Pb. 1974
23. Terzaghi, K e Peck, R.B. Mecânica dos Solos na Prática da Engenharia, Ao Livro Técnico S.A., Rio de Janeiro, 1962.
24. Lambe, W.T. and Witman, R.V., Soil Mechanics, John Wiley, New York, 1969.
25. Murray R. Spiegel, Estatística, Coleção Schaum, McGraw Hill do Brasil LTDA., São Paulo, 1972.

AGRADECIMENTOS

A meu orientador, Professor J.G. Cabrera, Professor de Engenharia Civil, Conselho Britânico, pelo denôdo e eficiência demonstrada, sem a qual não seria possível a realização deste trabalho.

Aos Dirigentes do Centro de Ciências e Tecnologia da U.F.Pb., em Campina Grande.

Ao Instituto Tecnológico do Estado de Pernambuco (I.T.E.P.), em especial à pessoa do Engenheiro Dilson Teixeira.

Ao Banco Nacional do Desenvolvimento Econômico (BNDE) pelo suporte financeiro prestado.

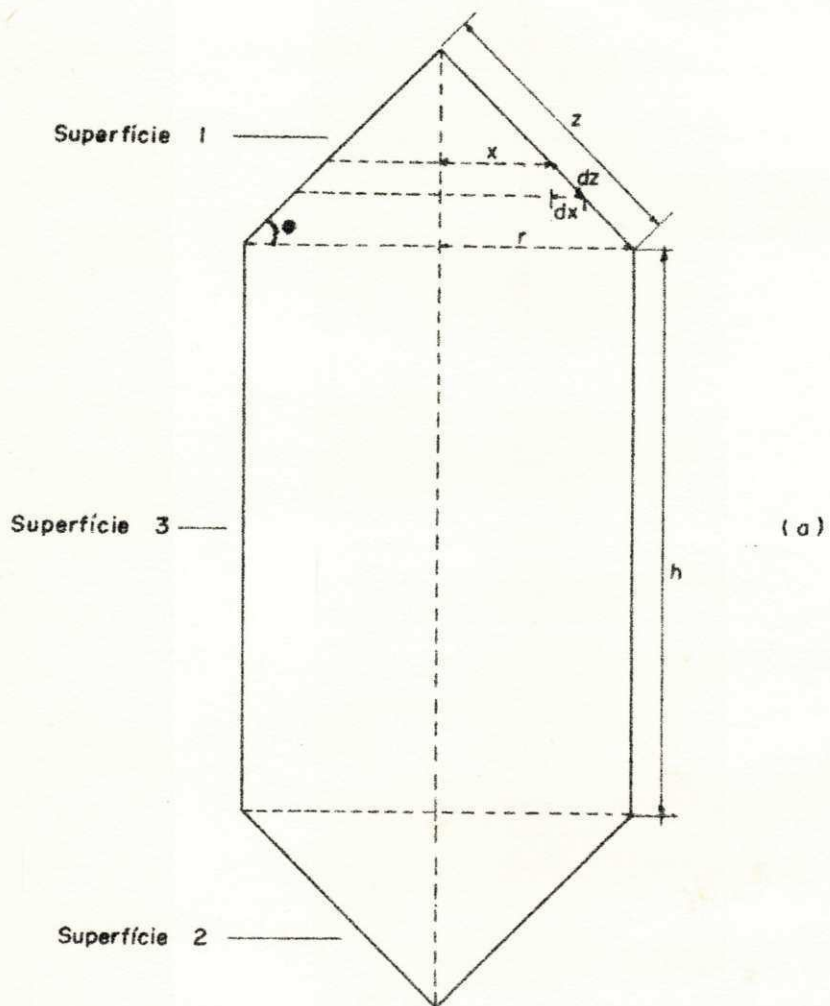
BIBLIOTECA

CENTRO DE CIÊNCIA E
TECNOLOGIA

APÊNDICE Nº 1

DETERMINAÇÃO DAS CONSTANTES DOS VANE
TEST USADOS IN SITU E NO LABORATÓRIO

PERFIL DAS PALHETAS DO VANE TEST USADO
IN SITU



PERFIL DAS PALHETAS DO VANE TEST USADO
NO LABORATORIO

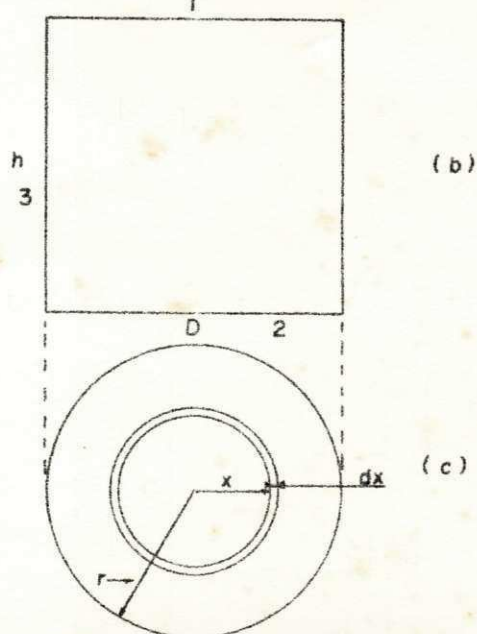


Figura 13

Cálculo da constante do vane
test usado in situ

Sendo C_{uh} coesão não drenada no plano horizontal e C_{uv} coesão não drenada no plano vertical. (Figura 13a).

E supondo-se que o solo seja isótropo tem-se que:

$$C_{uh} = C_{uv} = C_u.$$

Determinação dos momentos resistentes nas superfícies superior (M_1) e inferior (M_2). Considerando-se uma fatia infinitesimal onde dA é o elemento infinitesimal de área e dF é o elemento infinitesimal de força, e dM o elemento infinitesimal de momento, tem-se que:

$$dA = 2 r x dz$$

$$dF = 2 r x dz C_u$$

$$dM = 2 r C_u x^2 dz$$

$$\text{Como } dx = dz \cos \theta \therefore dz = \frac{dx}{\cos \theta} \therefore dz = \frac{dx z}{r}$$

$$dM = \frac{2 \pi C_u x^2 z dx}{r}$$

$$M_1 = \int_0^{\pi} \frac{2 \pi z C_u x^2 dx}{r} = \frac{2 \pi z C_u}{r} \int_0^{\pi} x^2 dx$$

$$M_1 = \frac{2 \pi z C_u}{r} \left[\frac{x^3}{3} \right]_0^{\pi} \therefore M_1 = \frac{2 \pi z C_u}{r} \cdot \frac{r^3}{3}$$

$$M_1 = \frac{2 \pi z C_u r^2}{3}$$

Nas duas superfícies 1 e 2 teremos $M_1 = M_2$ e o momento nas duas superfícies será $2M_1$.

$$2M_1 = \frac{4}{3} \pi z r^2 C_u$$

Momento na superfície lateral (M_3)

$$A = 2 \pi r h$$

$$F = 2 \pi r h C_u$$

$$M_3 = 2 \pi h r^2 C_u$$

Momento total nas 3 superfícies:

$$M_t = 2M_1 + M_3$$

$$M_t = \frac{4}{3} \pi z r^2 C_u + 2 \pi h r^2 C_u$$

Sendo $h = 4,3 \text{ Pol}$ e $r = 1,25 \text{ Pol}$ $\therefore h = 3,44 r$

$z = 1,85 \text{ Pol}$ e $r = 1,25 \text{ Pol}$ $\therefore z = 1,48 r$

\therefore

$$M_t = \frac{4}{3} \pi 1,48 r^3 C_u + 2 \pi 3,44 r^3 C_u$$

$$M_t = 6,2 r^3 C_u + 21,6 r^3 C_u$$

$$M_t = 27,8 r^3 C_u \therefore C_u = \frac{M_t}{27,8 r^3} = \frac{M_t}{27,8 \times 1,25^3}$$

$$C_u = \frac{M_t}{27,8 \times 1,95} \quad \therefore \quad C_u = \frac{M_t}{54,2}$$

Sendo C_u em lb/Pol^2 e M_t em lb.Pol

Transformando lb/Pol^2 para lb/Pé^2 , tem-se que
 $\text{lb/Pol}^2 = 144 \text{ lb/Pé}^2 \quad \therefore \quad C_u = \frac{144 M_t}{54,2}$

$$C_u = 2,6 M_t \quad \text{Sendo } M_t \text{ dado em lb.Pol e } C_u \text{ em lb/Pé}^2$$

Dando assim o valor de K igual a 2,6.

Determinação da constante do Vane Test de laboratório

Sendo as palhetas quadradas $h = D = 2r$ (Figuras 13b e 13c).

Cálculo dos momentos resistentes nas faces superior (M_1) e inferior (M_2)

$$dA = 2 \pi x dx$$

$$dF = 2 \pi x dx C_u$$

$$dM = 2 \pi x dx C_u x$$

$$dM = 2 \pi C_u x^2 dx$$

$$M_1 = \sum dM = \int_0^r 2 \pi C_u x^2 dx$$

$$M_1 = \frac{2 \pi C_u r^3}{3}$$

Como o momento resistente na face inferior (M_2) é igual ao da face superior, teremos que o momento nas duas faces será:

$$2M_1 = \frac{4}{3} \pi C_u r^3$$

Cálculo do momento resistente na superfície lateral (M_3)

$$A = 2 \pi r h$$

$$F = 2 \pi r h C_u$$

$$M_3 = 2 \pi r h C_u r$$

$$M_3 = 2 \pi C_u h r^2$$

Sendo $h = 2r$

$$M_3 = 2 \pi C_u 2 r^3 \quad \therefore \quad M_3 = 4 \pi C_u r^3$$

O momento resistente total (M_t) será

$$2M_1 + M_3 = M_t$$

$$M_t = \frac{4}{3} \pi C_u r^3 + 4 \pi C_u r^3$$

$$M_t = \frac{4 \pi C_u r^3 + 12 \pi C_u r^3}{3} = \frac{16}{3} \pi C_u r^3$$

Sendo $r = 0,25$ Pol $\therefore r^3 = 0,0156$

$$e \quad M_t = \frac{16 \times 3,14 \times 0,0156 \times C_u}{3}$$

$$M_t = 0,2612 C_u \quad \therefore$$

$$C_u = \frac{M_t}{0,2612}$$

$$C_u = 3,828 M_t$$

Sendo M_t em lb.Pol e C_u em lb/Pol².

$$K = 3,828$$

Ensaio de laboratório

Umidade %	C_u (Kg/cm ²)	Peso esp. úmido g/cm ³	Peso esp. aparente seco g/cm ³
40,94	0,496	1,720	1,220
41,96	0,378	1,730	1,218
46,19	0,221	1,700	1,162
47,06	0,182	1,690	1,155
49,52	0,173	1,700	1,130
50,84	0,139	1,670	1,107
53,74	0,080	1,630	1,060

APÊNDICE Nº 3

PROGRAMA DE COMPUTADOR PARA CONSTRUIR
RETAS DE REGRESSÃO E DETERMINAR SEUS
RESPECTIVOS COEFICIENTES DE CORRELAÇÃO

PAGE 1

// JOB T

LOG DRIVE	CART SPEC	CART AVAIL	PHY DRIVE
0000	0008	0008	0000

V2 M10 ACTUAL 16K CONFIG 16K

// FOR

*LIST SOURCE PROGRAM

*IOCS(CARD, 1132PRINTER)

*EXTENDED PRECISION

*ONE WORD INTEGERS

C*TESE DE MESTRADO*

C*ARGILAS ORGANICAS DO RECIFE*

C*VALDES BORGES SOARES*

C*ORIENTADOR PROF J G CABRERA*

DIMENSION X(200), Y(200), A(11, 11),

1B(11), C(11), P(20)

LEIT=2

IMPR=3

111 READ(LEIT, 20) M

SOM2Y=0.0

SOM2X=0.0

SOMAY=0.0

SOMAX=0.0

PROD =0.0

20 FORMAT(I2)

IF(M-99) 1000, 1001, 1000

1000 DO 11 I = 1, 201

READ(LEIT, 10) X(I), Y(I)

10 FORMAT (2F 10.5)

IF(X(I)+1) 120, 12, 120

120 CONTINUE

WRITE(IMPR, 110) X(I), Y(I)

110 FORMAT(10X, 'X= ', F 10.5, 5X, ' Y= ', F 10.5)

PROD =PROD + X(I)* Y(I)

SOMAY=SOMAY+ Y(I)

SOMAX=SOMAX + X(I)

SOM2X = SOM2X + X(I)**2

SOM2Y=SOM2Y + Y(I)**2

11 CONTINUE

12 NUM = I - 1

MX2= M * 2

BX=PROD/SOM2X

PRUDE = SOMAY * SOMAX

NPONT = NUM

XNOME = NPONT* PROD - PRUDE

DENOM = SQRT((NPONT*SOM2X - SOMAX**2

1)*(NPONT* SOM2Y - SOMAY**2))

R= XNOME/ DENOM

DO 13 I= 1, MX2

P(I)= 0.0

DO 13 J= 1, NUM

13 P(I)= P(I) + X(J)**I

PAGE 2

```
N=M+1
DO 30 I= 1, N
DO 30 J= 1, N
K= I + J-2
IF(K)29, 29, 28
28 A(I, J) = P(K)
GO TO 30
29 A(1, 1)= NUM
30 CONTINUE
B(1)=0.0
DO 21 J=1, NUM
B(1) = B(1) + Y(J)
21 CONTINUE
DO 22 I= 2, N
B(I)= 0.0
DO 22 J = 1, NUM
22 B(I)= B(I)+Y(J) * X(J)**(I-1)
NM1 = N-1
DO 300 K= 1, NM1
KP1 = K+1
L = K
DO 400 I = KP1, N
IF(ABS(A(I, K))- ABS(A(L, K))) 400, 400, 401
401 L=I
400 CONTINUE
IF(L-K) 500, 500, 405
405 DO 410 J= K, N
TEMP = A(K, J)
A(K, J) = A(L, J)
410 A(L, J) = TEMP
TEMP = B(K)
B(K) =B(L)
B(L) =TEMP
500 DO 300 I= KP1, N
FATOR = A(I, K) / A(K, K)
A(I, K)=0.0
DO 301 J= KP1, N
301 A(I, J) = A(I, J) - FATOR * A(K, J)
300 B(I)= B(I) -FATOR * B(K)
C(N)= B(N) / A(N, N)
I=NM1
710 IP1 = I + 1
SUM = 0.
DO 700 J = IP1, N
700 SUM = SUM + A(I, J) * C(J)
C(I) =(B(I)-SUM) / A(I, I)
I= I -1
IF(I)800, 800, 710
800 DO 900 I = 1, N
WRITE(IMPR, 901) I, C(I)
901 FORMAT( 10X, 'A', I1, '=', F15.7)
900 CONTINUE
WRITE(IMPR, 1122) R, BX
1122 FORMAT( 10X, 'R=', F10.5, 10X, 'B=', F10.5, /)
```

PAGE 3
GO TO 111
1001 CALL EXIT
END

FEATURES SUPPORTED
ONE WORD INTEGERS
EXTENDED PRECISION
IOCS

CORE REQUIREMENTS FOR
COMMON 0 VARIABLES 1760 PROGRAM 906

END OF COMPILATION

// XEQ