

BOLETIM TÉCNICO

DO

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES

BT/PEF-8901

A ESTIMATIVA DA COESÃO PARA O CÁLCULO
DA ESTABILIDADE DE ATERROS E FUNDAÇÕES
SOBRE ARGILAS MOLES

Carlos de Sousa Pinto
Professor Doutor

(recebido em 11/01/89)



ESCOLA POLITÉCNICA

DA

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

BT/PEF-8901

A ESTIMATIVA DA COESÃO PARA O CÁLCULO
DA ESTABILIDADE DE ATERROS E FUNDAÇÕES
SOBRE ARGILAS MOLES

Carlos de Sousa Pinto
Professor Doutor

(recebido em 11/01/89)

EDITOR CHEFE

P.M.Pimenta

COMISSÃO EDITORIAL

- | | |
|-------------------------------------|----------------|
| - Engenharia de Solos | W.Hachich |
| - Estruturas de Concreto | P.B.Fusco |
| - Estruturas Metálicas e de Madeira | P.B.Fusco |
| - Interação Solo-Estrutura | C.E.M.Maffei |
| - Mecânica Aplicada | P.M.Pimenta |
| - Métodos Numéricos | J.C.André |
| - Pontes e Grandes Estruturas | D.Zagottis |
| - Teoria das Estruturas | V.M.Souza Lima |

A ESTIMATIVA DA COESÃO PARA O CÁLCULO DA ESTABILIDADE
DE ATERROS E FUNDAÇÕES SOBRE ARGILAS MOLES

Carlos de Sousa Pinto

ÍNDICE

	Pag.
1.- Introdução	1
2.- A correlação empírica de Skempton	2
3.- Validade do tipo de correlação	2
4.- Consistência teórica com a variação de φ'	3
5.- A representatividade da equação de Skempton	4
6.- Revisão da análise teórica	9
6.1.- A tensão efetiva na amostra	9
6.2.- Sobre adensamento fictício devido ao adensamento secundário	11
6.3.- c/p de campo e de laboratório	12
7.- Coesão de ensaio de compressão ou de vane test ?	14
8.- Cuidados com correlações empíricas	15
9.- Pressão de pré-adensamento ou pressão efetiva de campo	17
10.- A coesão de projeto a partir de ensaios	18
11.- A coesão de projeto a partir do vane test	20
12.- A sugestiva proposta de Mesri	23
13.- A contribuição do Método SHAMSEP	26
14.- Recomendação atual de Jamiolkowski e Ladd	27
15.- Aplicação a uma região da Baixada Santista	28
16.- Conclusões	31
Referências bibliográficas	32

A ESTIMATIVA DA COESÃO PARA O CÁLCULO DA ESTABILIDADE DE ATERROS E FUNDAÇÕES SOBRE ARGILAS MOLES

1.- Introdução

Diversas são as situações em que os projetos geotécnicos são feitos com base em tensões totais, em virtude do desconhecimento do desenvolvimento das tensões neutras, e da nítida impossibilidade de drenagem significativa durante o tempo de aplicação das cargas. Nesta situação, estão os carregamentos sobre argilas saturadas, com ênfase especial no carregamento de argilas moles. Nestes casos, a resistência dos solos é expressa pela 'coesão', pois, como faz parte do conhecimento básico da Mecânica dos Solos, a envoltória de resistência em sollicitação não drenada é uma reta horizontal que define este parâmetro.

Históricamente, assumido que a resistência não drenada de uma argila fosse uma constante, sua determinação poderia ser feita por meio de ensaios de compressão triaxial não drenado ou mesmo do ensaio de compressão simples. A maior dificuldade prática e econômica residia na amostragem.

O ensaio de cisalhamento in situ, o 'vane test', que permite a determinação da coesão de modo simples, confiável e econômica no próprio sub-solo, veio contornar este problema. Em um dia de trabalho, se obtém facilmente um grande número de valores de coesão, sem a dificuldade de amostragem. Por esta razão, o 'vane test' teve grande divulgação, e se aceitou que este procedimento permitia medir esta constante dos solos, a coesão, de maneira mais precisa do que ensaios de laboratório.

Nos últimos quarenta anos, o assunto evoluiu por três caminhos diferentes.

Primeiramente, correlações foram estabelecidas entre valores de coesão de argilas e outras características de mais simples determinação, como os índices de Atterberg. Tais correlações tem sido usadas para estimativas de coesão, e como referência para análises de resultados de ensaios ou de comportamento de obras.

Por outro lado, constatou-se que a coesão não era uma constante das argilas, mas dependia de uma diversidade de fatores, o que naturalmente tem implicação no projeto.

Finalmente, observação de ruptura de aterros construídos em sub-solos argilosos bem conhecidos, mostrou a necessidade de alterar os procedimentos tradicionais para não comprometer a segurança das obras.

O presente trabalho se propõe a rever como a escolha da coesão de projeto evoluiu segundo estes três enfoques, verificando como eles acabam convergindo e se complementando.

2.- A correlação empírica de Skempton

A teoria mostra, e resultados de campo o confirmam, que a resistência não drenada de argilas normalmente adensadas é função linear da pressão de adensamento. Portanto, a relação c/p é uma constante de cada solo. Na prática isto é caracterizado pelo aumento da coesão com a profundidade.

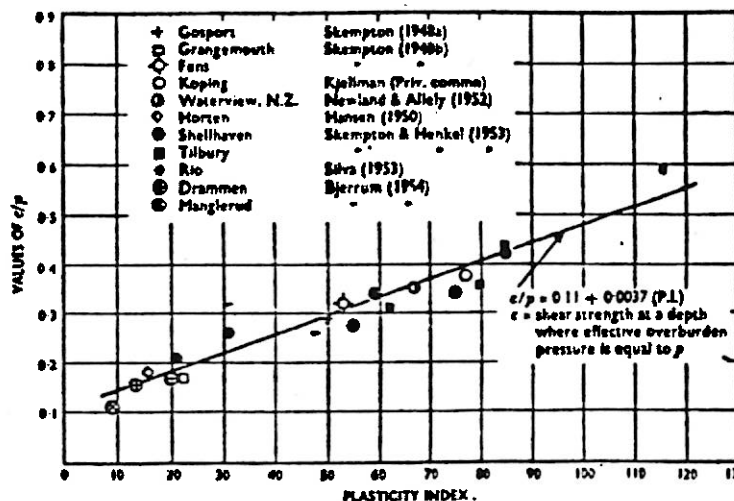


FIG. 1 - SKEMPTON (1957)

Analisando dados de 'vane test' e de ensaio de compressão, Skempton (1957) apresentou uma correlação entre a relação da coesão pela pressão vertical efetiva de campo, para argilas normalmente adensadas, em função dos seus índices de plasticidade, que passou a ter uma ampla divulgação, encontrando-se reproduzida em muitos livros texto, servindo de referência em inúmeros trabalhos técnicos, e sendo objeto frequente de contestações e discussões.

Esta correlação, apresentada na figura 1, é, algumas vezes, recomendada para uma primeira estimativa de coesão, pelo menos a nível de ante-projeto. Tendo em vista o destaque que esta correlação tem merecido, dedicar-se-á a ela uma razoável atenção, pois sua discussão permite a abordagem paralela do emprego de correlações empíricas na Mecânica dos Solos, suas origens, suas limitações, e os erros que o conhecimento incompleto de suas características podem provocar, assunto que mereceu uma acurada análise de Victor de Mello (1982) no Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos de Recife.

3.- Validade do tipo de correlação

A primeira questão que se coloca, é se c/p deve ser correlacionado com IP ou com outros parâmetros. Victor de Mello (1982) sugeriu que pelo menos dois fatores, LL e IP, deviam ser envolvidos, e apresenta uma correlação entre todos estes parâmetros, obtido a partir de deduções teóricas. Entretanto, a adoção simultânea de LL e IP, na prática, não costuma aumentar a confiabilidade de correlações empíricas (Pinto e Massad, 1973). O próprio Skempton iniciou por apresentar c/p em função de LL, tendo posteriormente passado a trabalhar com IP sem que tivesse notado qualquer melhoria na adoção dos dois parâmetros.

Wroth e Houlsby (1985), em State of the Art apresentado no Congresso Internacional de San Francisco, retomam o tema para mostrar que melhor correlação seria obtida com φ' e 'razão de sobre adensamento'. Mas, considerando que φ' depende de características da constituição do solo, das quais depende também o IP, concluem que há razões físicas para justificar os parâmetros usados por Skempton, ainda que a correlação seja mais fraca do que se feita diretamente com φ' .

Ocorre que φ' é até mais difícil de determinar do que a coesão. Se é para se ter uma correlação para uso prático, o IP é muito mais útil.

4.- Consistência teóricas com a variação de φ' .

Surpreende, na correlação de Skempton, que, para a mesma pressão de pré-adensamento, o valor da coesão aumente com a maior plasticidade do solo. Isto parece ser contraditório com princípios e constatações empíricas da Mecânica dos Solos. Senão recordemos:

1) O que determina o comportamento dos solos são as tensões efetivas, que refletem as forças transmitidas de grão a grão e que, portanto, respondem pelas forças de atrito, responsáveis pela resistência dos solos; em solos normalmente adensados, a resistência se caracteriza por uma envoltória retilínea passando pela origem, definindo um ângulo de atrito interno efetivo φ' .

2) Nos ensaios do tipo adensado-não drenado, sendo o solo normalmente adensado, a resistência é menor, em virtude da tensão neutra que se desenvolve durante o carregamento axial. Quanto maior for a pressão de adensamento do ensaio, maior será a resistência, e de maneira proporcional, pois as pressões neutras que se desenvolvem são proporcionais às pressões confinantes. Como estes resultados são a indicação das coesões em ensaios totalmente não drenados, fica confirmado o primeiro membro da correlação de Skempton: a relação entre a coesão e a pressão de pré-adensamento é uma constante do solo (figura 2).

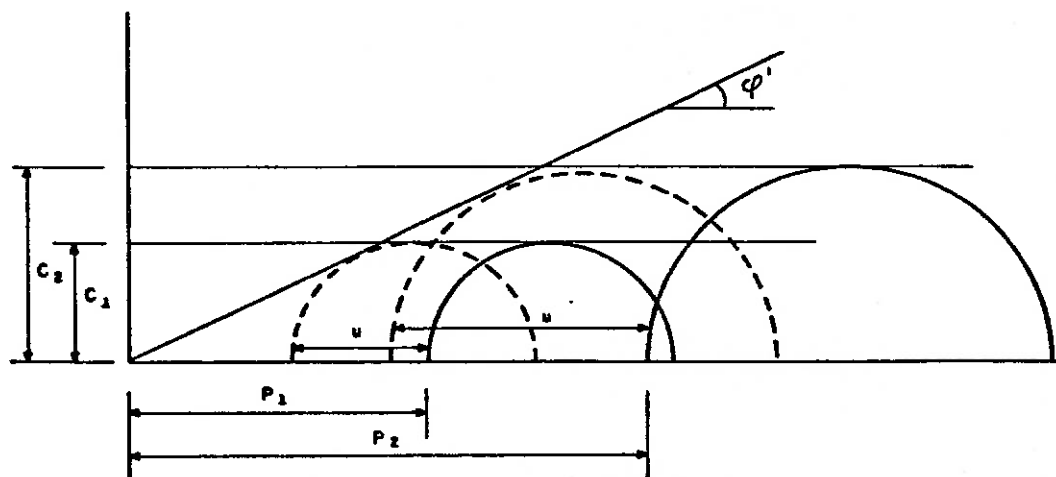


FIG. 2 - ESQUEMA RELACIONANDO c COM p , PARA SOLOS NORMALMENTE ADENSADOS, EM FUNÇÃO DE φ'

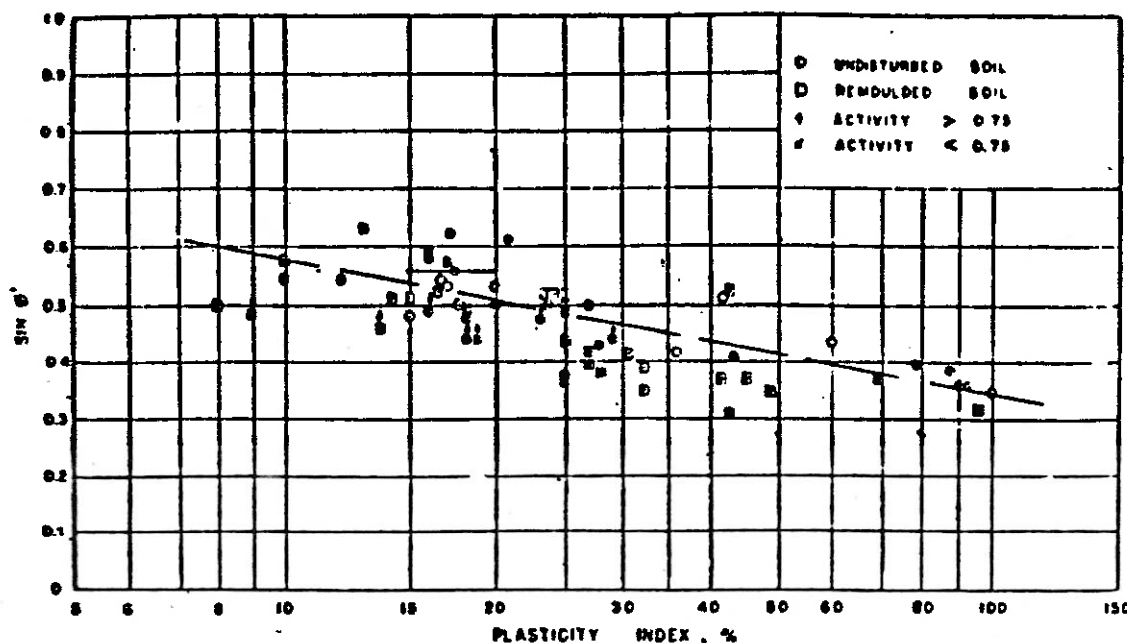


FIGURE 2 - RELATIONSHIP BETWEEN $\sin \phi'$ AND PLASTICITY INDEX

FIG. 3 - KENNEY (1959)

3) Todas as correlações empíricas disponíveis indicam que o ângulo de atrito interno de um solo é tanto menor quanto maior a sua plasticidade. Destas, a mais conhecida é a de Kenney (1959), apresentada na figura 3, que, coincidentemente, foi apresentada na discussão do tema c/p em função de IP de outro trabalho.

Para adensamento anisotrópico, a relação entre ϕ' e c/p pode ser expresso matematicamente pela expressão:

$$c/p = \text{sen } \phi' / [1 + (2A-1) \text{sen } \phi']$$

onde A é o parâmetro de pressão neutra que se desenvolve durante o carregamento não drenado. Não há evidência de que este parâmetro seja menor para solos mais argilosos. Então, se quanto maior o IP menor o ϕ' , menor deveria ser também a coesão. Justamente o contrário do que a correlação de Skempton indica.

Esta questão sugere dois tipos de abordagem:

(1) Será que a equação de Skempton representa realmente a tendência de comportamento dos solos? e (2) Haveria outras peculiaridades do comportamento do solo já conhecidas que justifiquem este aparente paradoxo teórico? Os dois temas serão tratados a seguir.

5.- A representatividade da equação de Skempton

A incoerência entre a correlação de Skempton e a variação da resistência em termos efetivos tem levantado a suspeição sobre a sua validade. Verifiquemos um pouco a sua origem.

É curioso que uma correlação tão citada e tão reproduzida em seu gráfico nunca tenha sido objeto de um trabalho específico do autor explicando a origem dos dados e a comentando com maiores detalhes. De fato, o gráfico e a equação correspondente se encontram nos Proceedings da Institution of Civil Engineering, numa intervenção de Skempton ao final de uma conferência em que outro engenheiro havia relatado tecnicamente a construção do Aeroporto de Hong Kong. E mais, nem está apresentado numa redação própria de Skempton, mas sim do secretário da seção que transcreve o que Skempton teria dito. No caso, o Prof. Skempton estava perguntando se os dados obtidos em Hong Kong confirmavam a variação de c/p em função de IP que ele estava obtendo com dados de diferentes origens. O que, é curioso registrar, não pôde ser confirmado pelo conferencista, talvez em virtude da dispersão de seus resultados.

Se o gráfico e a fórmula mais difundida forem assim apresentados, de maneira não muito precisa, é verdade, entretanto, que o assunto já havia merecido cuidadosa atenção. No primeiro número da revista Geotechnique, em 1948, num artigo sobre o 'vane test', Skempton já apresentava dados sobre o valor de c/p , nesta altura, em função do LL do solo (figura 4). Pacheco Silva (1951) do IPT de São Paulo, no Primeiro Volume dos Anais da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, ao apresentar dados da Baixada Fluminense, acrescentou um ponto neste gráfico original (figura 5), divulgando-o, a nível internacional na figura 6, reproduzida de seu artigo na Geotechnique, em 1953. Skempton em 1953, (figura 7) apresenta outros dados e em 1954, também na discussão de outro trabalho já tem seu gráfico definitivo bem esboçado (figura 8), agora em função do IP , e incluindo já o dado de Pacheco Silva.

VANE TESTS IN THE ALLUVIAL PLAIN OF THE RIVER FORTH 121

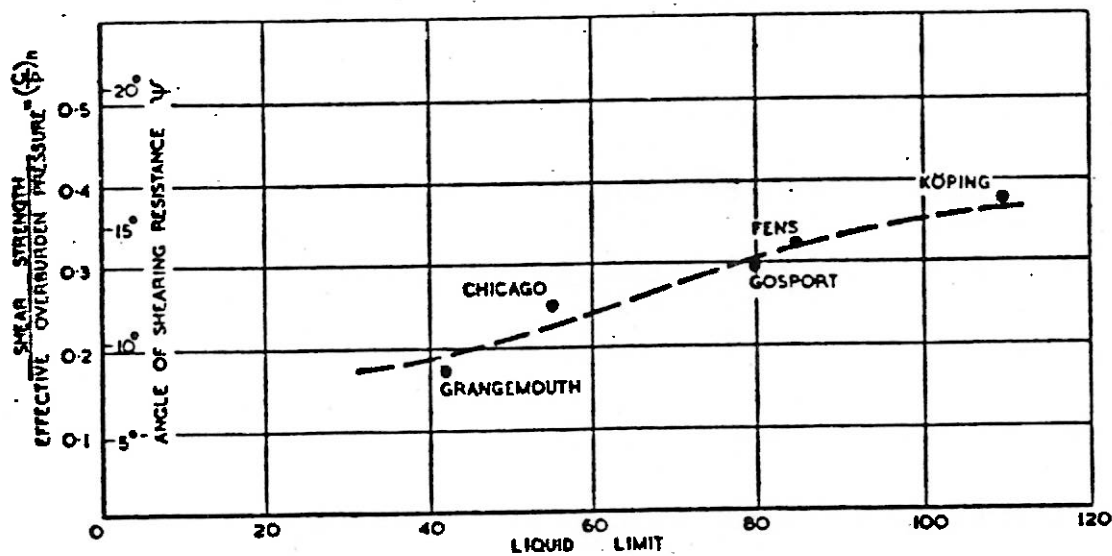


FIG. 3
RELATION BETWEEN LIQUID LIMIT AND $(c/p)_h$ FOR FIVE NORMALLY CONSOLIDATED CLAY STRATA

FIG. 4 - SKEMPTON (1948)

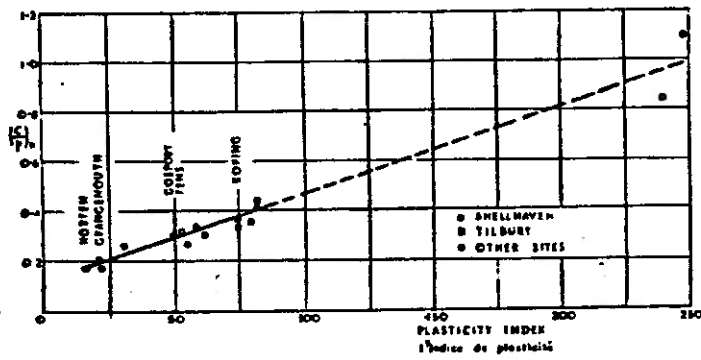


Fig. 8 Relation Between $(\frac{c}{p})_n$ and Plastic Index
 Relation entre $(\frac{c}{p})_n$ et l'indice de plasticité

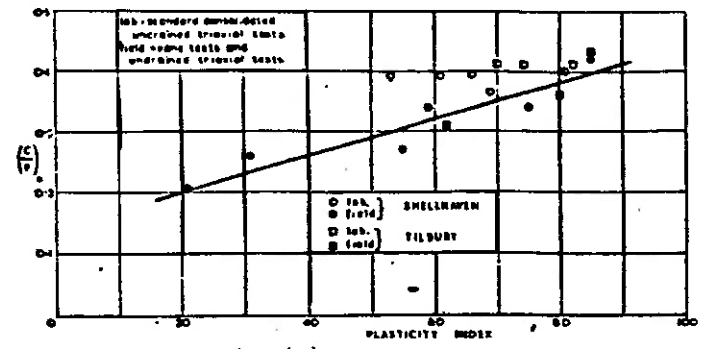


Fig. 9 Difference Between $(\frac{c}{p})_n$ Measured by Consolidated-Undrained Tests and the insitu Values
 Différence entre les values $(\frac{c}{p})_n$ obtenues dans les essais laboratoire et celles obtenues insitu

FIG. 8 - SKEMPTON (1954)

O gráfico definitivo, em relação a este, incluiu dados de Bjerrum (1954), referentes a solos noruegueses (figura 9), razão pela qual a correlação é, algumas vezes, referida como correlação de de Skempton-Bjerrum.

Paralelamente, Hansbo (1957) correlacionou c/p com o Limite de Liquidez, para solo da Suécia, como se mostra na figura 10, obtendo uma equação simples: $(c/p) = 0,45 LL$. Posteriormente, os suecos Karlsson e Viberg (1957) apresentaram dados de outros solos, para mostrar que tanto a correlação de Bjerrum como a de Hansbo não eram muito boas. Seus dados, entretanto, mostrados na figura 11, indicam que, apesar da dispersão, c/p aumenta com a característica argilosa do solo. Larsson (1980) resume a experiência na Suécia, no gráfico apresentado na figura 12,

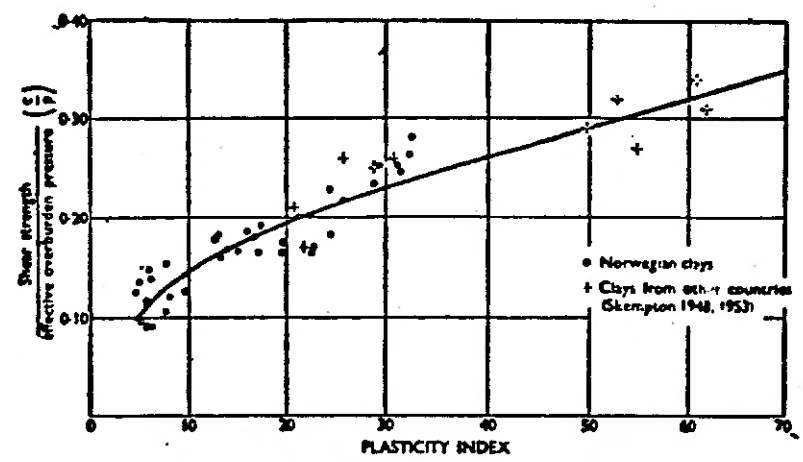


Fig. 9. Relationship between c/p and plasticity index

FIG. 9 - BJERRUM (1954)

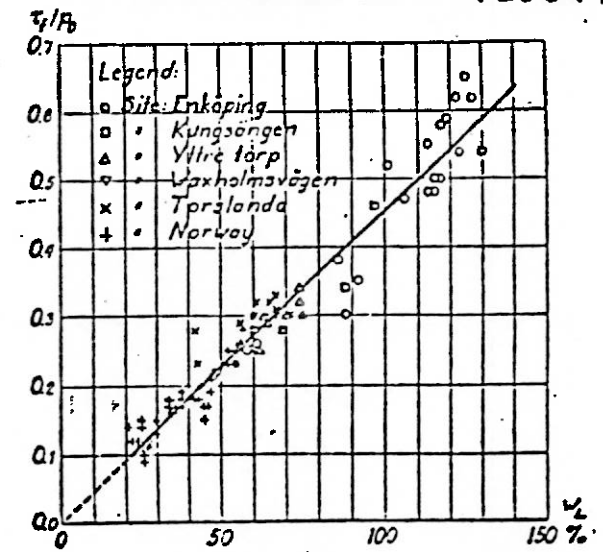


Fig. 10. Relation between w_L and τ/p_0

FIG. 10 - HANSBO (1957)

transportando os valores para o IP em vez do LL que tradicionalmente era empregado na Suécia para estes estudos.

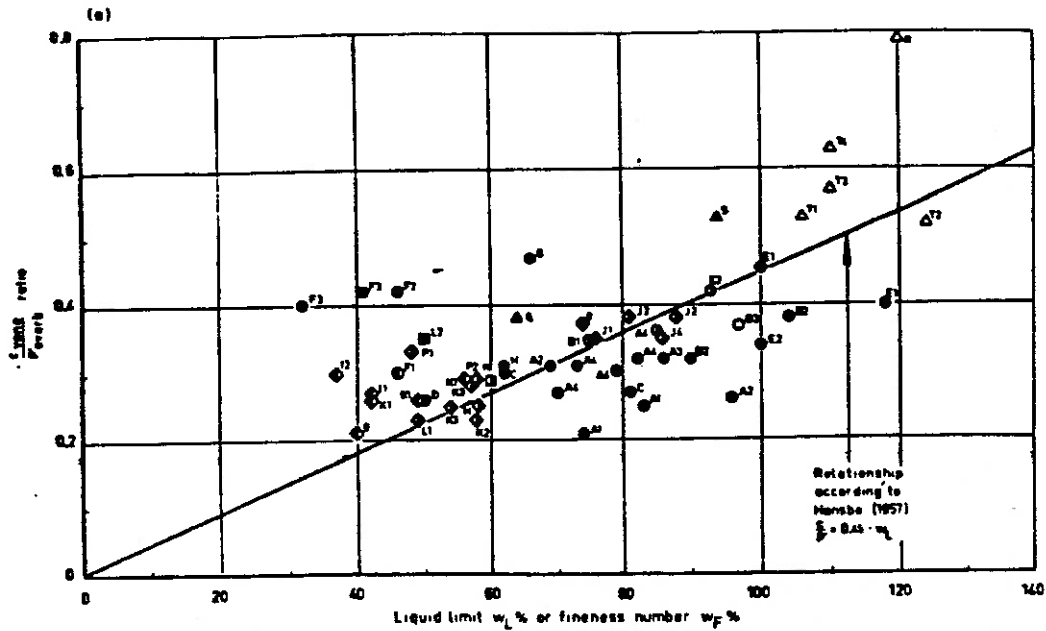


Fig. 5. (a) CBR versus w_L (or w_F) compared with Hansbo's curve.

FIG. 11 - KALSSON E VIBERG (1957)

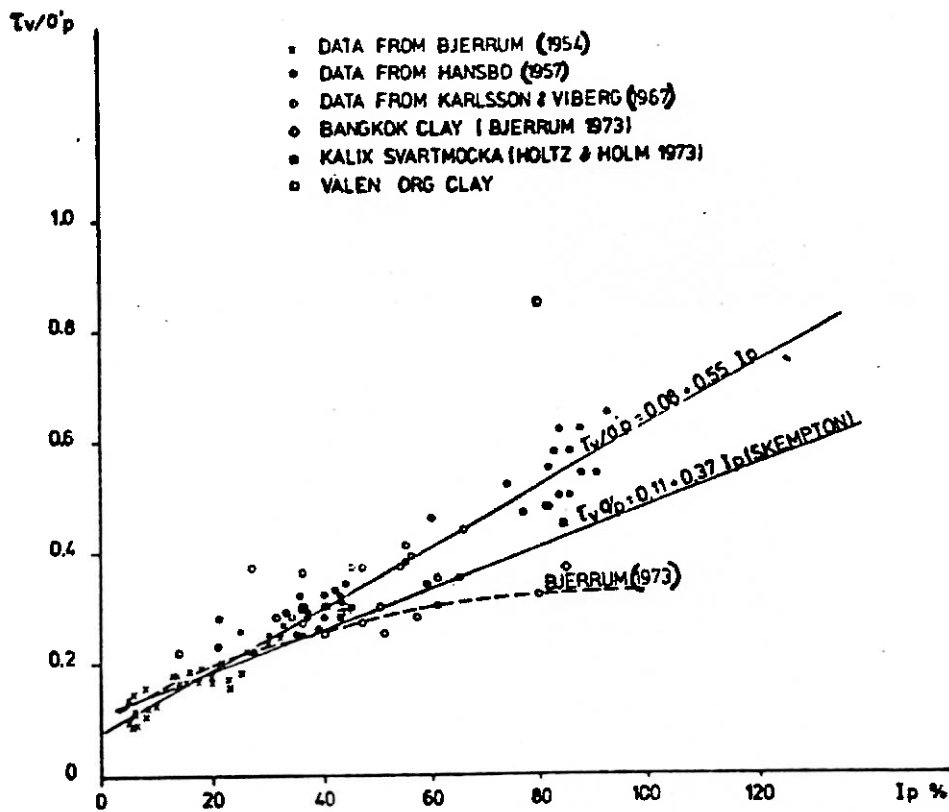


FIG. 5. Undrained shear strength determined by field vane tests over preconsolidation pressure versus plasticity index.

FIG. 12 - LARSSON (1980)

A validade da equação empírica tem sido objeto de inúmeros trabalhos. Recentemente, por exemplo, Anderson e Lukás (1981) sugerem seu uso para determinar a pressão de pré-adensamento dos solos a partir da coesão e do IP, ensaios de mais fácil execução e mais rápidos do que o de adensamento. A proposta é sustentada a partir da verificação da validade da correlação de Skempton par argilas levemente sobre-adensadas de Chicago (RSA = 1,1 a 8,7), sendo a coesão determinada a partir de ensaios de compressão simples, compressão triaxial UU e 'vane test'. Incidentalmente, é curioso notar que trabalho de Koutsoftas e Foott (1987) sobre a ampliação do Aeroporto de Hong Kong indica uma relação de c/p com IP que se ajusta razoavelmente na correlação, o que pode ser considerado como uma resposta à inquirição de Skempton que a divulgou, mais de 30 anos depois.

Do resumo de tudo que se divulgou, constata-se que há uma razoável dispersão de resultados. Mas considerável dispersão de resultados também existe na correlação de Kenney entre o φ' e o IP, como se mostra na figura 3. Quando se apresentam só as curvas resultante das correlações, esquecem-se, com frequência das dispersões envolvidas. Entretanto, parecem válidas as tendências enunciadas: O φ' tende a diminuir com o IP, a coesão determinada em amostras indeformadas tende a aumentar com o IP, e estas duas constatações parecem ser conflitante com os conhecimentos teóricos de resistência ao cisalhamento.

6.- Revisão da análise teórica

A análise teórica que indica que a coesão deve diminuir com o IP parte do estudo de corpos de prova ideais, adensados hidrostaticamente em laboratório. Estes corpos de prova se distinguem de corpos de prova a partir de amostras de campo nos seguintes aspectos:

6.1.- A tensão efetiva na amostra

A resistência não drenada de uma argila depende da pressão efetiva atuante, que é igual à tensão neutra negativa. Ora, no campo, as tensões efetivas nos planos verticais diferem da tensão efetiva no plano horizontal, guardando com ela a relação definida como 'coeficiente de empuxo em repouso', K_0 , que para argilas ligeiramente sobre-adensadas (RSA < 4) é menor do que um. Se, por ocasião do alívio de tensões na amostragem, o comportamento da amostra fosse elástico, a tensão efetiva na amostra seria a média das três tensões efetivas principais de campo, e, portanto, menor do que a tensão vertical efetiva. Dados experimentais, por exemplo de Bjerrum (1973), mostram que na realidade a tensão efetiva na amostra é ainda menor do que a média das três tensões principais.

Consequentemente, toda a amostra é sobre-adensada, pois ela se encontra sob pressão efetiva menor do que a máxima tensão efetiva a que já esteve submetida no campo.

Conseqüentemente, o cálculo da resistência não drenada, a partir da resistência em termos de tensões efetivas, não pode ser feito pelo esquema mostrado pela figura 2, mas sim pelo que se mostra na figura 13.

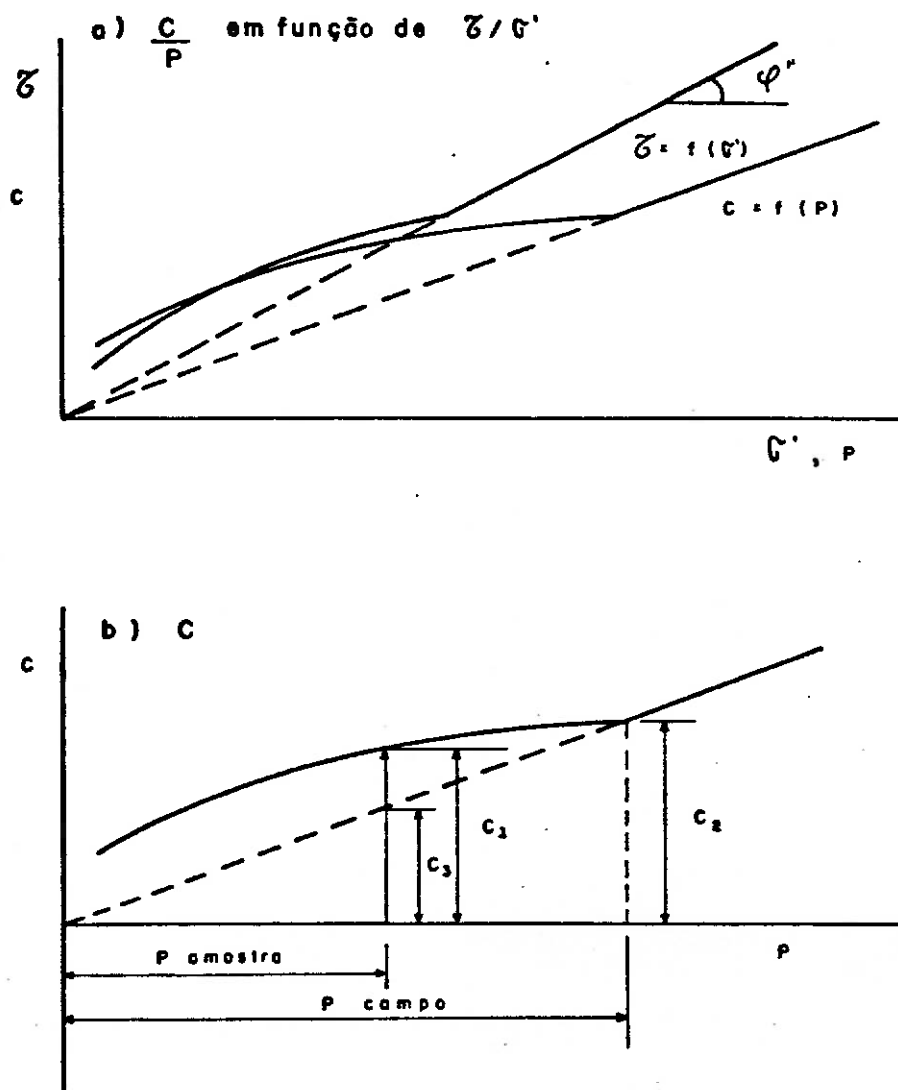


FIG. 13 - ESQUEMA RELACIONANDO c COM p , PARA SOLOS SOBRE ADENSADOS.

A tensão efetiva atuante corresponde ao trecho em que a envoltória de resistência efetiva é curva. Quando a envoltória de resistência era uma reta, c/p era constante; já quando a envoltória é curva, a relação de c com p não é constante, como se mostra na parte a) da figura. Conseqüentemente, a resistência, c_1 , é menor do que a que corresponderia à pressão vertical efetiva de campo, c_2 , mas maior do que a correspondente à tensão efetiva na amostra se ela estivesse normalmente adensada sob esta tensão, c_3 .

Por outro lado, não há nenhuma razão para que a tensão efetiva remanescente na amostra seja a mesma para todos os solos. Ao contrário, há indicações de que a perda de pressão neutra na amostra ocorre com o tempo, e é tanto mais rápida quando mais permeável for o solo.

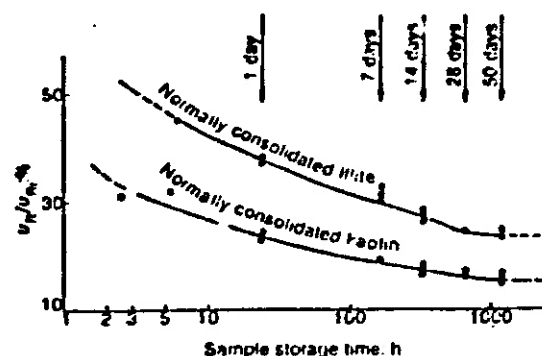


Fig. 4. Relationships between $u_v/u_{v,i}$ and sample age

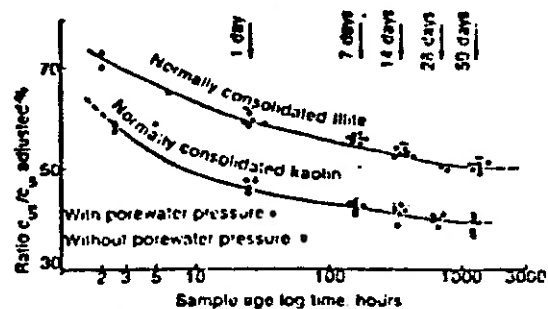


Fig. 7. Relationships between sample and in situ strengths and sample age

FIG. 14 - KIRKPATRICK E KHAN (1957)

Kirkpatrick e Khan (1957) realizaram uma pesquisa que esclarecesse bastante o assunto. Corpos de prova moldados com caulim e ilita com alto teor de umidade foram adensados anisotrópicamente e tiveram suas resistências determinadas. O caulim, que tinha um IP menor (30), apresentou uma coesão maior do que a ilita (IP=40), coerente com o fato de ter o caulim ângulo de atrito maior. Entretanto, quando corpos de prova, após adensados, foram aliviados das pressões totais, a tensão neutra negativa resultante não se manteve, e foi se reduzindo com o tempo, como se mostra na figura 14 a). Com isto, também a resistência não drenada passou a ser menor quando determinada alguns dias após o alívio das pressões totais, que simulam a amostragem (figura 14 b)). O fenômeno foi muito mais sentido pela ilita, de tal forma que se a relação c/p a ela correspondente era menor do que a do caulim para determinação nas próprias condições de adensamento, isto se invertia para determinações feitas alguns dias após a amostragem.

Desta forma, é perfeitamente explicável que amostras com menor IP percam a tensão de sucção mais acentuadamente, e, conseqüentemente, apresentem menores valores de coesão, ou da relação c/p .

6.2.- Sobre adensamento fictício devido ao adensamento secundário

Bjerrum (1967) mostrou como o adensamento secundário, provocando uma redução de volume, cria na amostra um estado semelhante ao que teria o solo se tivesse sido pré-adensado àquela pressão que um ensaio de adensamento

indicaria como pressão de pré-adensamento, embora sobre este solo nunca tivesse ocorrido esta pressão. Esta pressão foi denominada pressão de pré-adensamento fictício (figura 15).

Todos os solos argilosos e areno argilosos apresentam adensamento secundário e portanto, desde que não sejam de deposição muito recente, se encontram com índice de vazios menor do que o correspondente à pressão vertical efetiva na condição de normalmente adensado.

Foi também constatado por Bjerrum (1972), que o sobre adensamento fictício é tanto maior quanto maior o IP do solo (figura 16). Ora, este sobre adensamento fictício provoca um aumento da resistência não drenada, pelas razões analisadas anteriormente. Sendo maior para solos mais argilosos, seu efeito é fazer crescer os valores de c/p com o IP, sendo esta uma razão a mais para justificar os valores maiores de c/p obtidos com amostras naturais de solos com maiores valores de IP.

6.3.- c/p de campo e de laboratório

A não concordância de c/p em função de IP a partir da variação de φ' com IP, foi levantada inicialmente por Bjerrum e Simons (1960), que mostraram na figura 17 como os valores de c/p variavam com o IP de maneira diferente do que seria previsível a partir do ângulo de atrito (faixa achureada da figura).

Mais recentemente, Olsen et al. (1986) apresentam resultados de c/p que mais se enquadram na faixa teórica prevista

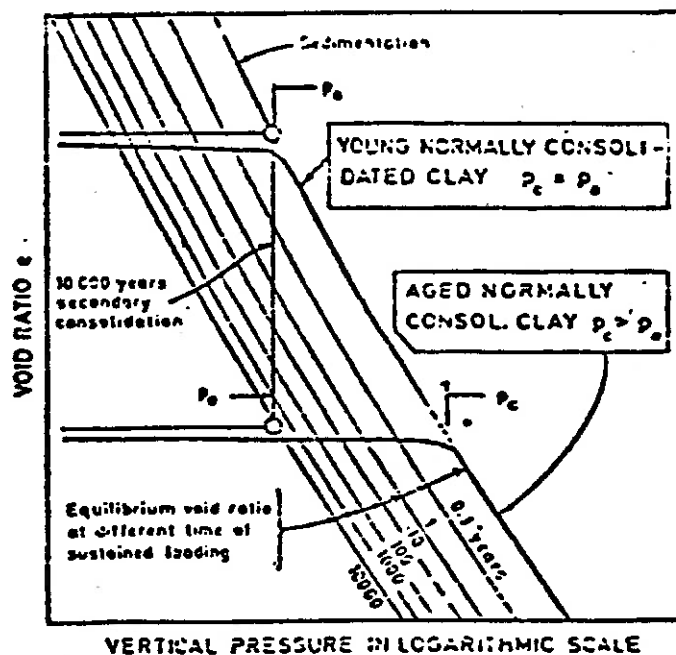


Fig. 1. Geological history and compressibility of a "young" and an "aged" normally consolidated clay.

FIG. 15 - BJERRUM (1967)

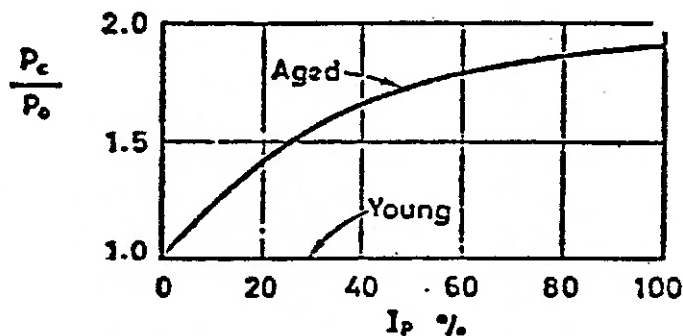


Fig. 2. Typical values of (s_u/p_0) vane and p_c/p_0 observed in normally consolidated late glacial and post glacial clays.

FIG. 16 - BJERRUM (1972)

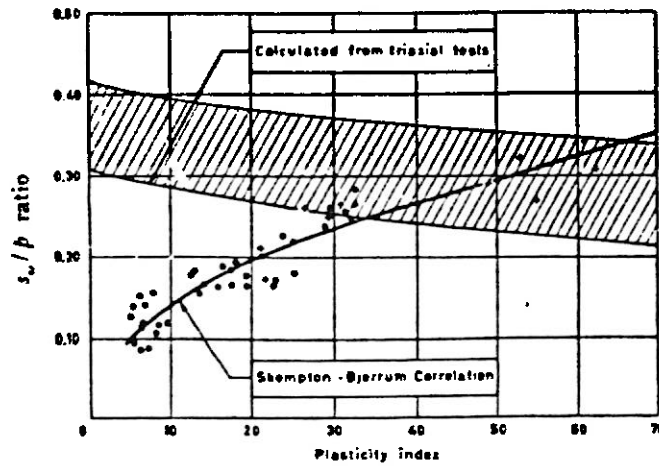


Fig. 7. Relationship Between s_u/p And Plasticity Index.

FIG. 17 - BJERRUM E SIMONS (1960)

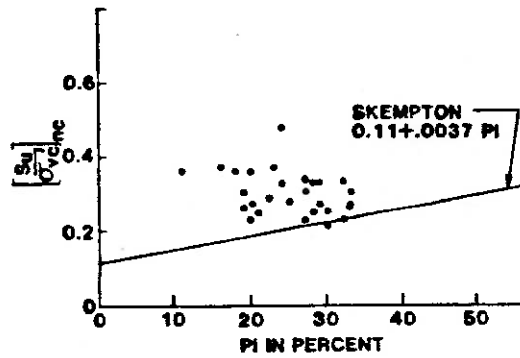


FIG. 10.—Average Values of Total Stress Parameters, $[s_u/\sigma'_v]_w$ and λ , versus Plasticity Index (PI)

FIG. 18 - OLSEN ET AL. (1986)

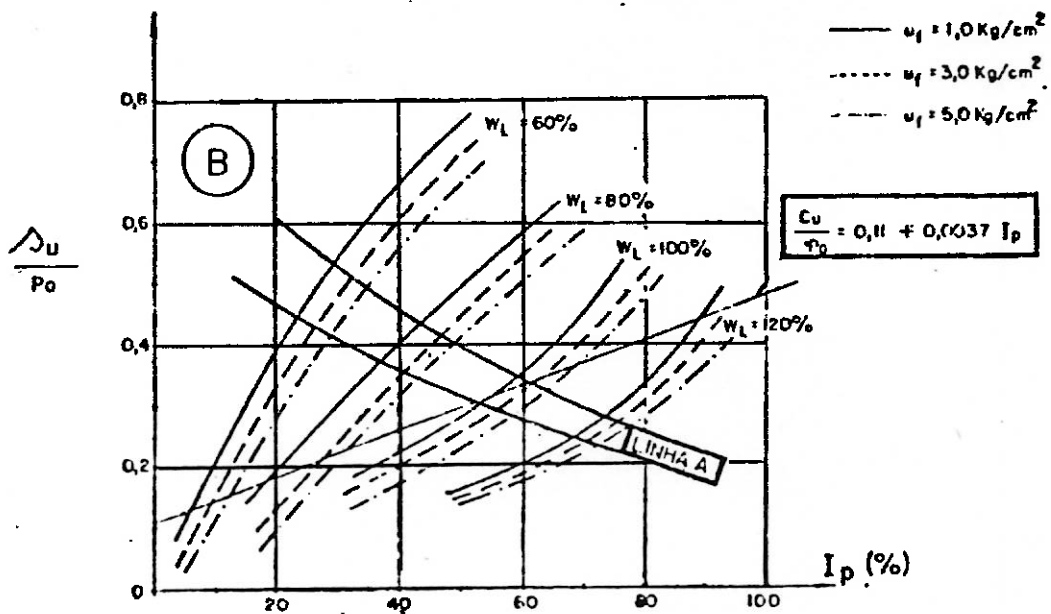


FIG 8 TENTATIVAS DE DERIVAÇÃO DE $s_u(w_p) = f(W_L, I_p, u_f)$ E FAIXAS DE VALORES CALCULADOS MAIS PROVÁVEIS.

FIG. 19 - DE MELLO (1982)

por cálculo por Bjerrum, do que na correlação de Skempton (figura 18). Victor de Mello (1986), no último Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, se refere a estes resultados, mostrando como o c/p cai com o IP, conforme havia sido proposto por ele no Congresso anterior e é mostrado na figura 18. A diferença está em que os dados de Bjerrum e Simons, assim como de todos os outros autores citados neste trabalho, se referiam a ensaios sobre amostras extraídas do sub-solo, enquanto que os dados de Olsen foram obtidas com amostras adensadas isotropicamente em laboratório. Estas amostras não estavam, portanto, sujeitas ao alívio de tensões por amostragem, à perda progressiva de tensão efetiva, por redução da tensão de sucção com o tempo, e ao efeito do sobre adensamento provocado pelo adensamento secundário.

Parece-nos lícito concluir que a obtenção de c/p a partir da resistência em termos de tensões efetivas só é válida para amostras adensadas em laboratório, e que fatores diversos, tais como o sobre adensamento devido à amostragem e ao efeito do adensamento secundário justificam o crescimento de c/p com o IP.

7.- Coesão de ensaio de compressão ou de 'vane test' ?

Nas correlações apresentadas, estão colocados indistintamente valores de coesão obtidos sobre amostras 'indeformadas' em ensaios de compressão triaxial não drenado ou de compressão simples (por exemplo, os de Pacheco Silva), como, e talvez em maior número, resultados de 'vane tests' (como os primeiros dados sobre o tema apresentados por Skempton).

Tal fato, como Ladd (1977) chama a atenção na abertura de seu State of the Art no Congresso Internacional de Tokio, decorre da crença generalizada muito difundida em anos passados, e ainda hoje simplificarmente aceita, "de que a resistência não drenada (coesão) de argilas 'in situ' é função unicamente do seu teor de umidade e que ela pode ser medida praticamente por qualquer ensaio de cisalhamento no campo ou no laboratório que não permita variação do teor de umidade".

Hoje em dia já está muito conhecido como a coesão depende de diversos fatores, alguns dos quais serão ainda analisados no presente trabalho. Com relação à interpretação do 'vane test' acumulam-se estudos referentes aos efeitos da consideração simultânea de planos com diferentes resistências, não verificação de planos de ruptura de acordo com o teoricamente previsto, influência da ruptura progressiva a partir das palhetas, influência do tempo entre a cravação e o ensaio e da velocidade de retração, etc.

Diante disto, o 'vane test', parece ter seu papel restrito ao de indicador de um parâmetro de resistência afetado por diversos fatores. Restrito sob o ponto de vista de estudo do comportamento das argilas no âmbito da Ciência da Mecânica dos Solos, embora de emprego utilíssimo na Engenharia de Solos, pela sua vantajosa praticidade de operação, sendo, sem dúvida, no presente, entre nós, o ensaio mais econômico para uma estimativa

de coesão no campo. Os fatos apontados, entretanto, tornam impossível correlacionar os seus resultados com valores de φ' , por exemplo. Entretanto, as considerações sobre o efeito de adensamento secundário parecem válidas também para este caso.

8.-Cuidados com as correlações empíricas

Correlações empíricas são muito empregadas em Engenharia Geotécnica e são muito úteis. Mas são muito perigosas porque nos levam a procurar, a partir delas, outras correlações que se vestem de aparentes verdades e que na realidade são absolutamente falsas. Dois exemplos, a partir da correlação de Skempton, serão apresentados a seguir.

Terzaghi (1955), numa conferência comemorativa do cinquentenário da Associação Americana de Geologia, apresentou a figura 18, que indica que o ângulo de atrito efetivo (drenado) diminui com o IP, enquanto que o ângulo de atrito em tensões totais (não drenado) diminui com o IP. Este gráfico, visto isoladamente, parece justificar o crescimento de c/p com o IP. A realidade, entretanto, é que Terzaghi define o ângulo de atrito não drenado justamente como a relação c/p , e a curva por ele apresentada nada mais é do que a própria correlação de Bjerrum... Pois esta curva, reproduzida por Kézdi (1974) dá margem ao seguinte comentário feito pelo autor: "A diferença entre os dois tipos de ângulo de atrito tende a diminuir quando IP aumenta, porque a variação de volume e a correspondente variação de pressão neutra é comparativamente menor com solos de alta plasticidade. Para solos com IP da ordem de 50 % as curvas praticamente se confundem". Esta conclusão é, como sabemos,

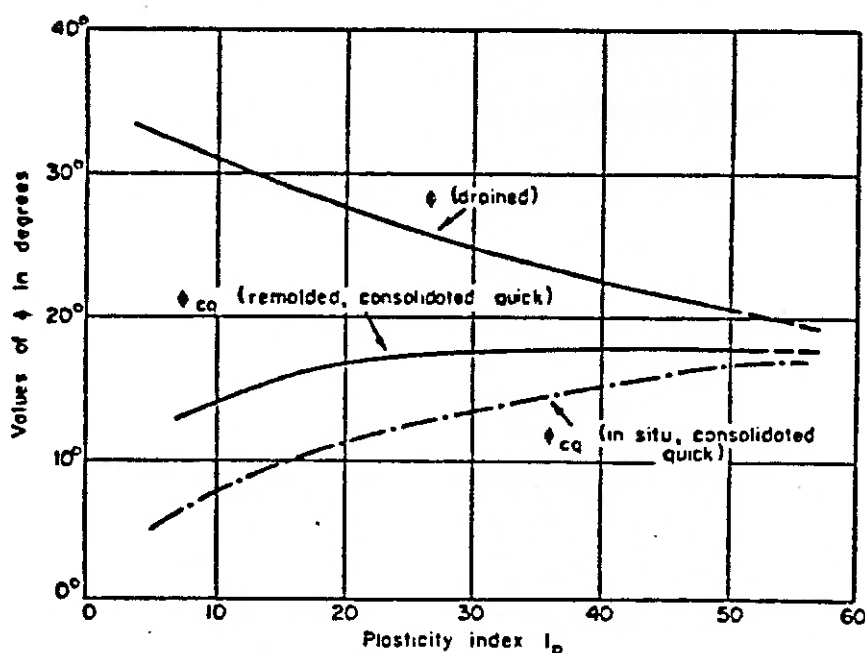


FIG. 9. Statistical relations between plasticity index and angle of shearing resistance (ϕ = drained test, ϕ_{cq} = consolidated quick for remolded sediment, and ϕ_{cq} [in situ] = shear failure in situ at unaltered water content).

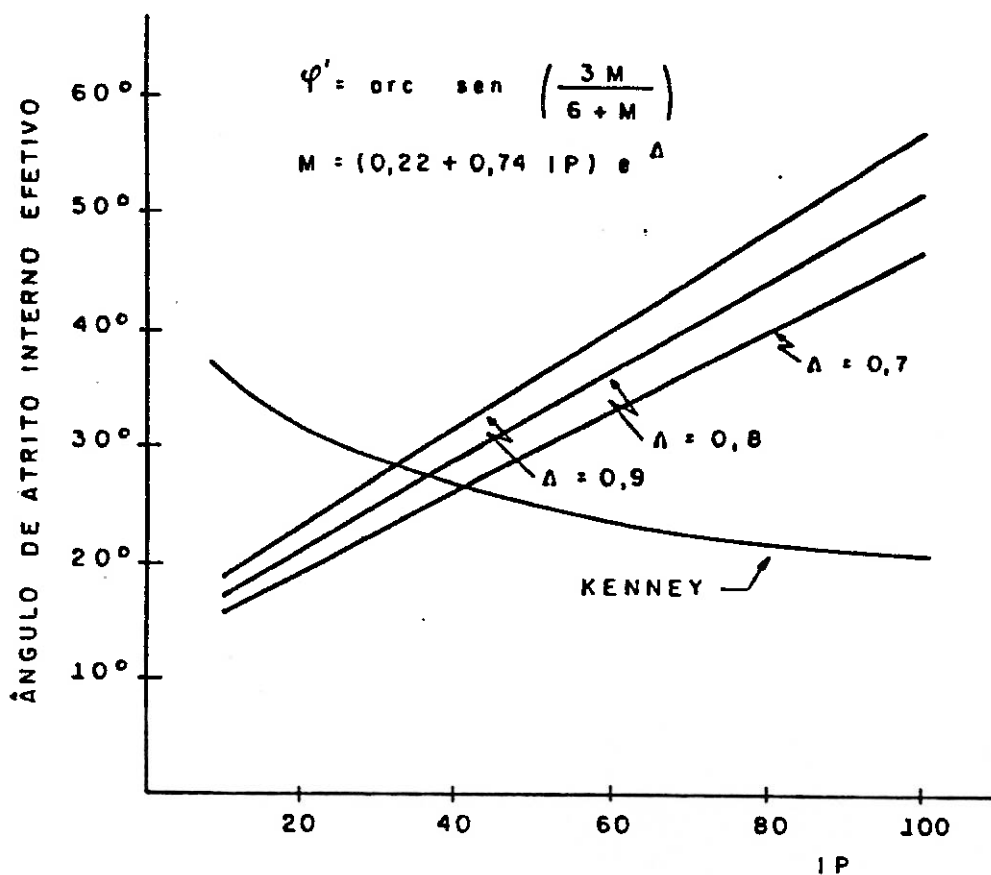


FIG.21- φ' EM FUNÇÃO DO IP SEGUNDO FÓRMULA DO "CRITICAL STATE SOIL MECHANICS"

totalmente equivocada, embora baseada numa interpretação que se poderia julgar como coerente com o que o gráfico aparentemente expressava.

Outro exemplo de falta de atenção no emprego de correlações é encontrado no livro em que Schofield e Wroth (1968) apresentam os estudos de Cambridge que deram origem à Mecânica dos Solos do Estado Crítico. Após aplicarem a teoria ao estudo da resistência não confinada da Cam-clay, e expressarem a relação c/p em função dos parâmetros correspondentes ao estado crítico, os autores apresentam a correlação de Skempton e estabelecem uma correlação destes parâmetros com o IP do solo. Só não verificam que a correlação resultante implicitamente indicaria que o ângulo de atrito aumenta com o IP, como se mostra na figura 21, o que evidentemente contraria suas próprias conclusões anteriores e as observações experimentais sobre o assunto.

A indiscutível competência dos técnicos citados nestes dois exemplos indica como ninguém está livre de se entusiasmar, em certas ocasiões, com algumas correlações, a ponto de usá-las indevidamente. Indica também, o cuidado que se deve ter ao adotar qualquer referência, ainda que apresentado nos

9.- Pressão de pré-adensamento ou pressão efetiva de campo

A coesão deve ser proporcional à pressão de pré-adensamento ou à pressão efetiva de campo? Na apresentação de sua correlação, Skempton teria se referido à pressão efetiva de campo de argilas normalmente adensadas. Neste caso, os dois valores teoricamente se confundem, embora, como já apontado, dificilmente a pressão de pré-adensamento é igual à pressão vertical efetiva de campo. Como é lógico que amostras sobre adensadas apresentem resistências superiores, passou-se a usar a correlação de Skempton, adotando-se para o parâmetro p o significado de pressão de pré-adensamento, utilizando-se a correlação tanto para solos normalmente adensado como para solos ligeiramente sobre adensados. Sustentava esta posição, inclusive, artigo anterior do próprio Skempton (1948) em que havia manifestado claramente que "é com a pressão de pré-adensamento que se deve relacionar a coesão".

Bjerrum (1973) torna o assunto um pouco mais preciso, ao apresentar o parâmetro c/p , em função do I_p , sendo p claramente a pressão efetiva de campo, distinguindo argilas recentes (normalmente adensadas) de argilas envelhecidas (sobre-adensadas por efeito de adensamento secundário) (figura 22).

Sobre esta figura foi desenhada a correlação de Skempton, mostrando como ela se aproxima da curva para argilas recentes para baixos I_p s, e tende para a curva de argilas envelhecidas, para altos I_p s. Tal fato é coerente com a constatação de que quanto maior o I_p , maior o efeito do adensamento secundário.

A nosso ver, isto reforça a argumentação sobre o efeito do adensamento secundário na justificativa da não incoerência entre ela e a variação de c/p . Note-se, de fato, que a correlação para argilas novas é bem menos inclinada do que as outras correlações.

Na realidade, tanto a pressão de pré-adensamento como a efetiva atuante interferem no valor da coesão, como se depreende da figura 13. Os estudos realizados no MIT sobre o comportamento normalizado dos solos, que deram origem ao método SHAMSEP, que adiante será visto em maior detalhe, permitem quantificar a influência destes dois parâmetros.

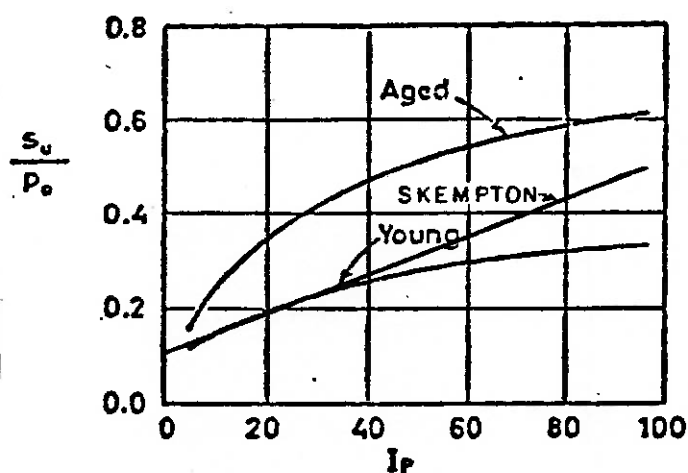


Fig. 2. Typical values of (s_u/p_o) vary and p_c/p_o observed in normally consolidated late glacial and post glacial clays.

FIG. 22 - BJERRUM (1973)

Segundo as equações que se ajustam a resultados de ensaios de laboratório, o parâmetro constante do solo seria do tipo:

$$c / p_a^m \cdot p_c^{(1-m)}$$

onde p_a é a pressão de pré-adensamento, e p_c é a pressão efetiva de campo. O expoente m , para a maioria dos solos, se situa entre 0,75 e 0,85, adotando-se, geralmente, o valor 0,8. Com base nestes resultados, portanto, a pressão de pré-adensamento é a que mais interfere no valor da coesão.

10.- A coesão de projeto.

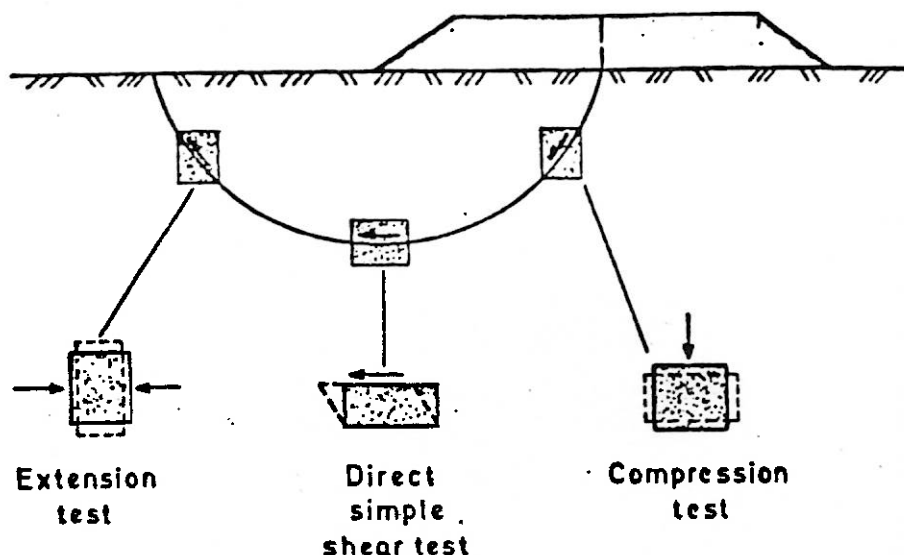


Fig. 5. Relevance of laboratory shear tests to shear strength in the field.

FIG. 23 - BJERRUM (1972)

Aceito que existem diversos valores de resistência não drenada de uma argila, qual o critério para a adoção de um valor para projeto? Analisando a hipotética curva de ruptura de uma argila mole sobre o efeito de um aterro, Bjerrum mostrou que, ao longo dela, diversas formas de sollicitação ocorrem (figura 23): sob a área carregada, a sollicitação é de compressão; na parte inferior, a sollicitação corresponde a um cisalhamento simples; e na parte externa, a sollicitação é de extensão (aumento da tensão horizontal, que é a tensão principal menor). Em virtude disto, a resistência não drenada da argila deveria ser determinada para cada tipo de sollicitação.

A figura 24 mostra resultados dos três ensaios em corpos de prova adensados com diferentes condições de sobre

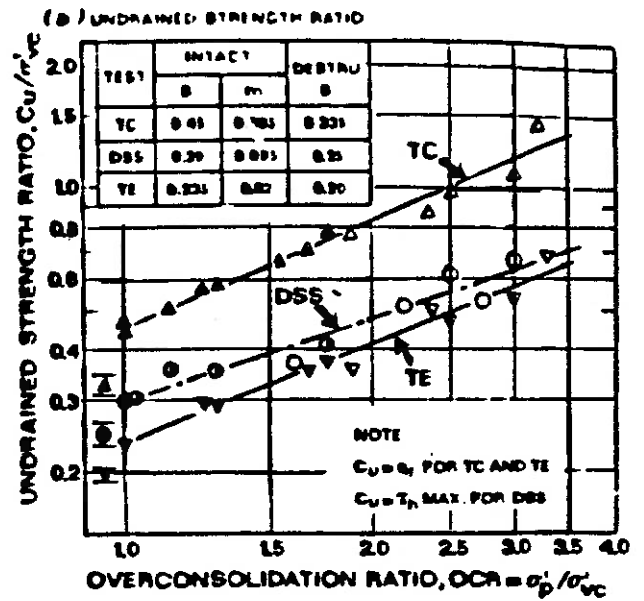
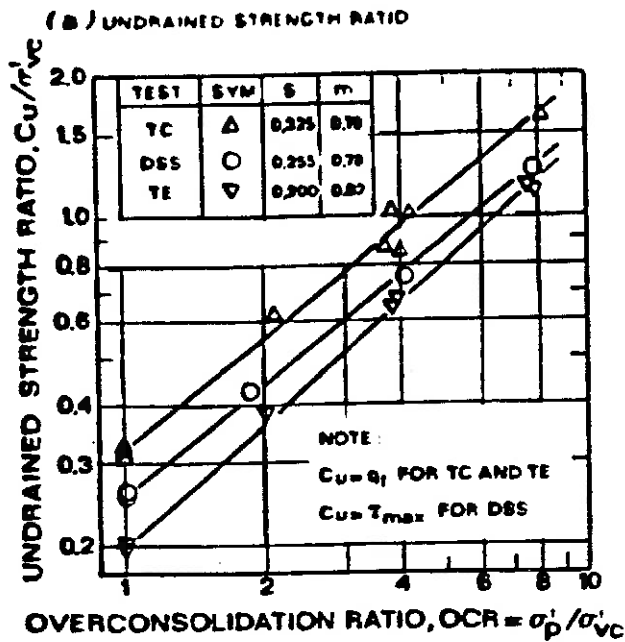


Fig. 6: (a) Undrained Strength Ratio and (b) Strain and Pore Pressure Parameter A at Failure vs. OCR from SHANSEP CK_cU Tests on AGS CH Marine Clay [Koutsoftas and Ladd (1984)].

Fig. 7: (a) Undrained Strength Ratio and (b) Strain and Pore Pressure Parameter A at Failure vs. OCR from CK_cU Tests Run on Intact and Destructured James Bay B-6 Marine Clay [Data from Lefebvre et al. (1985)].

FIG. 24- JAMIOLKOWSKI ET AL. (1985)

adensamento. Ensaio por estes três procedimentos tem mostrado que a resistência da argila sob compressão é maior do que sob cisalhamento simples, sendo as duas, por sua vez, maiores do que sob extensão. A determinação destas três resistências tem sido recomendada como metodologia para a definição da coesão para projeto por diversos dos mais conceituados órgãos, como o Swedish Geotechnical Institute e o Norwegian Geotechnical Institute, bem como no método conhecido pela sigla SHANSEP, desenvolvido no MIT. Geralmente os três valores são determinados, a partir de corpos de prova adensados anisotropicamente, e a média dos três valores é adotada. Em alguns casos, aceita-se a média só dos ensaios de compressão e de extensão, pois o cisalhamento simples costuma ser menor do que a média (Suécia), ou só o cisalhamento simples, pela mesma razão (MIT).

Nas metodologias de projeto da Suécia, os três valores de resistência são determinados em corpos de prova re-adensados em laboratório, anisotropicamente, com as pressões efetivas ocorrentes no campo. Já no método SHANSEP, do MIT, os três valores são determinados com corpos de prova adensados anisotropicamente, com diferentes razões de sobre adensamento, e os valores são calculados para cada ponto ao longo da profundidade, levando em conta a tensão vertical e a razão de sobre adensamento em cada local, admitido o comportamento normalizado.

11.- A estimativa de coesão a partir do 'vane test',

Diante da dificuldade de realização dos três ensaios citados, inclusive pela dificuldade de operação dos adensamentos anisotrópicos, que os tornam mais caros, seria possível projetar com base nos valores de coesão obtidos pelo 'vane test'? Isto é o que tem sido feito com a maior frequência, não só no exterior, como no Brasil, embora as críticas a este procedimento tenham se acumulado nos últimos anos.

Sobre o assunto, ficou muito conhecido o estudo apresentado por Bjerrum, em que analisando rupturas em aterros construídos sobre argilas moles em todo o mundo, concluiu que um número considerável de rupturas haviam ocorrido em aterros que apresentavam coeficientes de segurança superiores a um, se considerados os valores de coesão dados pelo 'vane test'. É que estes coeficientes eram tanto maiores quanto maior o IP do solo, como se mostra na figura 25.

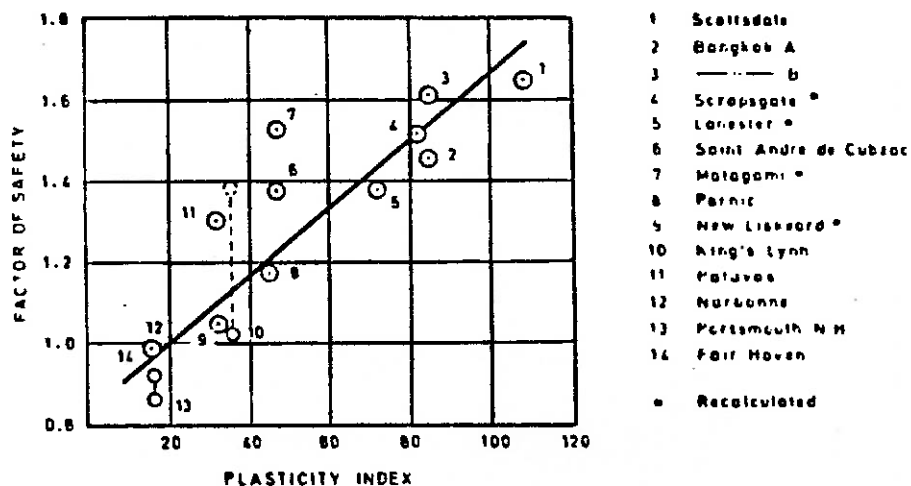


Fig. 2. Theoretical factor of safety at failure of embankments on soft clay. plotted against plasticity index of foundation clay.

FIG. 25 - BJERRUM (1972)

Num estudo muito interessante, publicado já depois de sua morte, no Congresso Internacional de Moscou, Bjerrum (1973) estuda com profundidade o significado físico das componentes da resistência dos solos, mostra o efeito da anisotropia e do tempo na resistência, e recomenda a utilização de um coeficiente menor do que um a ser multiplicado pelo valor de coesão obtido com o 'vane test', para levar em conta estes fatores (figura 25). Estes coeficientes, função de IP, são, naturalmente, aqueles que conduzem os fatores de segurança dos aterros que romperam, em média, à unidade.

Estes coeficientes minoradores dos valores de coesão foram muito questionados no Brasil. Alega-se que aqui aterros projetados com coeficientes de segurança bem inferiores

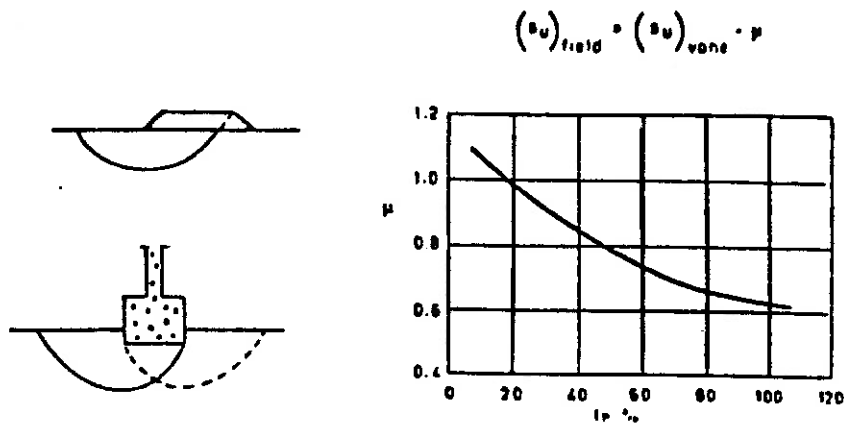


Fig. 3. Principle of analysis of the stability of embankments and footings on soft clay based on corrected vane shear strength.

FIG. 26- BJERRUM (1972)

têm permanecido estáveis. Cita-se, inclusive, uma justificativa para que estes coeficientes não se apliquem no nosso meio: eles deveriam ser consequentes de rupturas progressivas de argilas de alta sensibilidade, típicas dos Países Nórdicos, condição que não ocorre entre nós.

É provável que a alta sensibilidade tenha mesmo importância. Entretanto, a necessidade de correção de valores de 'vane test' em função da plasticidade do solo já havia sido proposta anteriormente por Hansbo (1957) (figura 27), no caso em função do LL, e foi constatada na retroanálise por outros pesquisadores, como Pilot (1972) (figura 28), na França, Dascal e Tournier (1975) (figura 29) e Tavenas e Lerqueil (1979) (figura 30), no Canadá. Ladd (1975) acrescentou resultados de outras fontes, e confirmou os resultados de Bjerrum (figura 31).

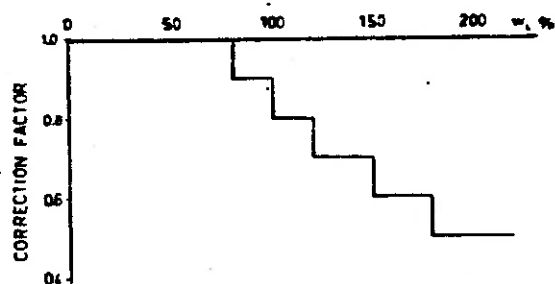


FIG. 1. SGI-recommended correction factors for undrained shear strength determined by field vane test or fall cone test.

FIG. 27- HANSBO (1957)

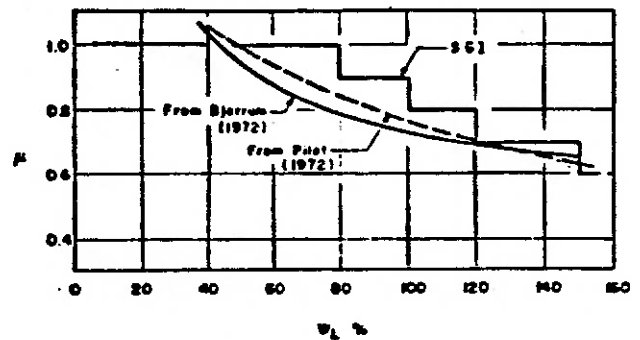


FIG. 8. Vane strength correction factors according to Bjerrum, the Swedish Geotechnical Institute, and Pilot (after Helenelund 1977).

FIG. 28- PILOT (1972)

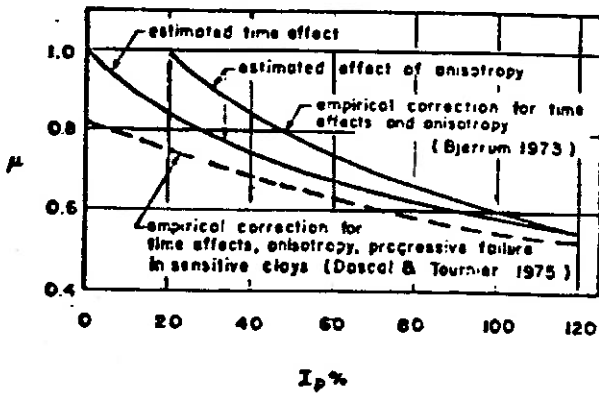


FIG. 6. Detailed vane correction factors for time effect, anisotropy, and progressive failure (after Dascal and Tournier 1975).

FIG. 29 - DASCAL E TOURNIER (1975)

Symbol	Reference
○ ●	Bjerrum (1972)
△ ▲	Miligan (1972)
□	Ladd & Foott (1974)
▽	Floate & Preber (1974)
○	LoRochelle et al (1974)

▲ Layered & Varved Clays

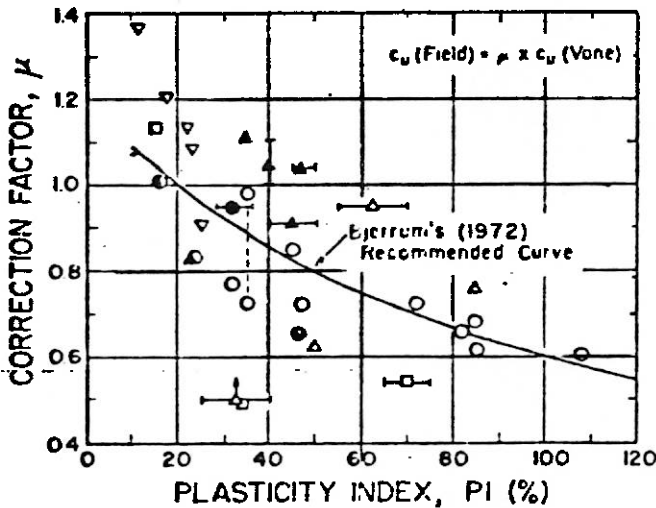


Fig. 51 Field vane correction factor vs. plasticity index derived from embankment failures (Ladd, 1975).

FIG. 31 - LADD ET AL. (1975)

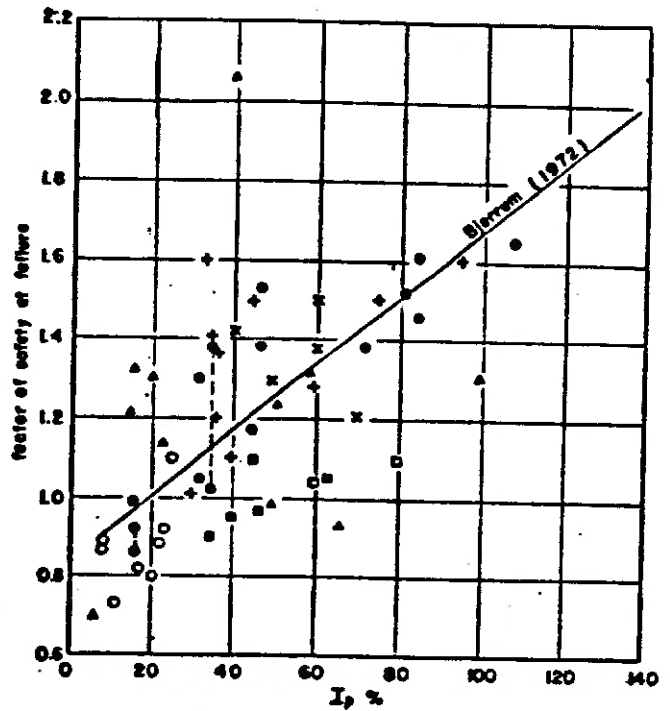


FIG. 7. Factors of safety at failure from all published case histories (as of 1979).

FIG. 30 - TAVENAS E LERQUEIL (1979)

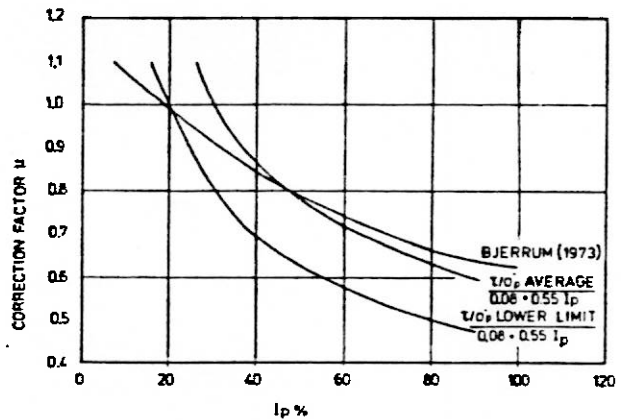


FIG. 10. Correction factors for undrained shear strength determined by field vane tests. For comparison only, not to be used.

FIG. 32 - LARSSON (1980)

Mais recentemente, Larsson (1980) apresentou retroanálise de aterro rompido e, embora não recomende a adoção da coesão a partir de valores de 'vane test', mesmo corrigidos, mostrou os coeficientes de redução de c/p que deveriam ser aplicados para que os coeficientes de segurança fossem unitários. Novamente, os coeficientes são tão menores quanto maior o IP, confirmado na média a correção de Bjerrum e indicam, como envoltória inferior, coeficientes ainda menores (figura 32).

Infelizmente, não se dispõe de dados detalhados sobre o comportamento dos aterros construídos no Brasil, além do aterro experimental do IPR Baixada Fluminense, para se ter mais confiança para decidir sobre a necessidade de correção das coesões de 'vane test' nos nossos solos.

Considerando-se a grande representatividade dos dados coletados pelos investigadores citados, não há, aparentemente, motivo para que os nossos solos sejam exceção à regra. Deve-se chamar a atenção para o fato de que o ensaio de 'vane' é muito sensível à qualidade das palhetas e do sistema de medida. Palhetas espessas, como já se usaram no Brasil, provocam remoldamento do solo, com o que o valor de coesão obtido é bem menor. Neste caso sim, talvez não seja necessário aplicar o coeficiente de redução do valor do 'vane'; a própria técnica de ensaio já se encarregou de reduzi-lo...

12.- A sugestiva idéia de Mesri

Considerando as correlações de Bjerrum, para argilas novas e envelhecidas, e sua outra correlação sobre o efeito de sobre-adensamento por causa de adensamento secundário em função do IP, Mesri constatou que dividindo c/p_c das argilas envelhecidas por p_a/p_c , obtinha-se c/p_a , para estas argilas muito semelhante à das argilas novas, como se mostra na figura 33. Ou seja, em função da pressão de pré-adensamento, a variação da coesão com o IP não depende muito da idade do solo, o que confirma as considerações anteriormente feitas sobre o assunto.

A partir daí, considerando os que os coeficientes de correção propostos por Bjerrum são também função de IP, aplicou estes coeficientes aos dados anteriores, obtendo, portanto, a variação de c/p_a já corrigido para projeto em função do IP. Curiosamente, o resultado foi uma relação c/p muito ligeiramente crescente com o IP, como se mostra na figura 33 d). Para valores de IP acima de 30, a relação c/p_a é praticamente constante e igual a 0,22. Nesta situação, o parâmetro c já não é uma resistência do solo, mas deve ser definido como "coesão a adotar para projeto" com base na retroanálise de casos históricos em que houve ruptura.

Este desenvolvimento feito por Mesri ganhou projeção em virtude dos estudos realizados no Canadá. Trak et al. (1980) realizaram retroanálise de diversas rupturas, e, ao

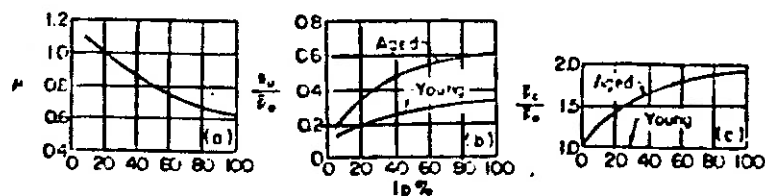


FIG. 11.—(a) Correction Factors for Vane Shear Strength; Typical Values of (b) $(s_u/\bar{p}_o)_{max}$ and (c) \bar{p}_c/\bar{p}_o Observed in Normally Consolidated Late Glacial Clays (4,45)

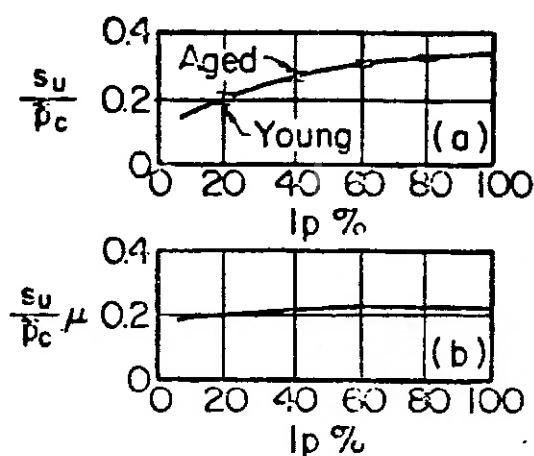


FIG. 12.—(a) Values of $(s_u/\bar{p}_c)_{max}$ from Bjerrum's Data; (b) Values of $(s_u/\bar{p}_c)_{field}$ Using Bjerrum's Correction Factors

FIG. 33 - MESRI (1975)

colocar os valores de c/p_a que conduziam a coeficiente de segurança igual a um, em função do IP, constataram (figura 34) que todos os dados ficavam acima da relação de Mesri. Vale dizer, a relação entre o valor de coesão que conduz a um coeficiente de segurança igual a um e a pressão de pré-adensamento é sempre superior a 0,22. Em virtude disto, sugeriram os autores, a substituição do método canadense anterior, pela simples adoção de valor de coesão de projeto como o produto do coeficiente 0,22 pelo valor da pressão de pré-adensamento da argila.

Desta forma, o melhor ensaio para a estimativa da coesão para projeto deixou de ser qualquer tipo de ensaio de resistência da argila e passou a ser, surpreendentemente, o ensaio de adensamento!...

Larsson, da Suécia, embora não recomende o emprego de correlações, pois, como foi visto, sugere a determinação da resistência a cada caso por meio dos três tipos de ensaio, também colocou o parâmetro c/p_a correspondente a coeficiente de segurança unitário de retro-análises, e obteve o resultado mostrado na figura 35, muito semelhante ao proposto por Mesri e adotado no Canadá.

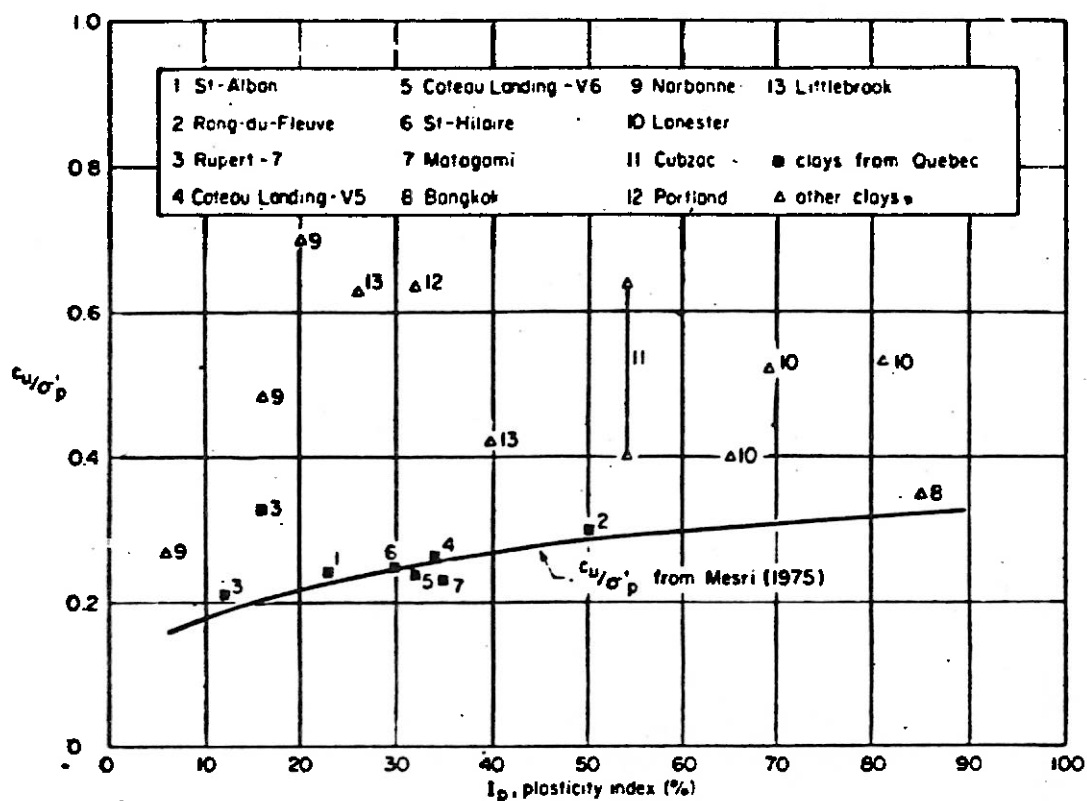


FIG. 17. c_u/σ'_p ratio versus plasticity index for clays from different countries.

FIG. 34 - TRAK ET AL. (1980)

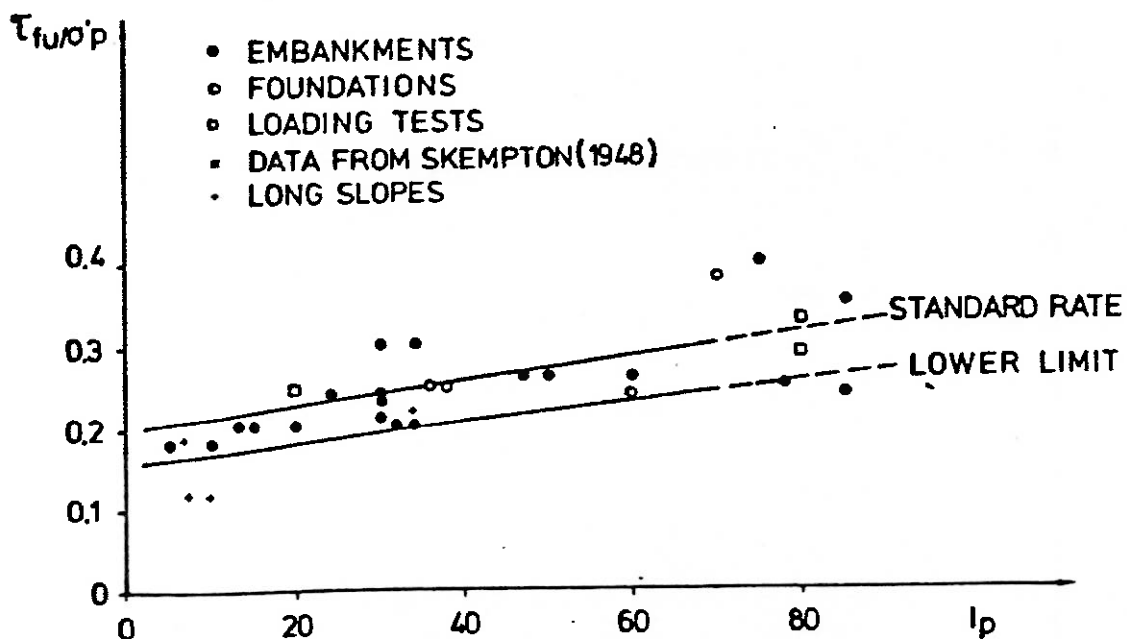


FIG. 9. Normalized undrained shear strength from reported failures. The solid lines represent empirical average normalized shear strength for inorganic Scandinavian clays. The dotted lines are based on average undrained shear strengths obtained in laboratory tests on Valen clay and Bangkok clay (see Fig. 8).

FIG. 35 - LARSSON (1980)

13.- Contribuição do Método SHANSEP

O Método SHANSEP (de "Stress History And Normalized Engineering Properties") desenvolvido no MIT, prescreve a determinação experimental da resistência da argila, para a previsão da coesão de projeto, pelos três tipos de ensaios já comentados. Sem entrar nos detalhes do método, vale a pena ressaltar que ele se baseia no comportamento normalizado do solo, que simplificada mente indica que a relação c/p é constante para cada razão de sobre adensamento em que o solo se encontre, como se mostra na figura 36.

O método SHAMSEP consiste na determinação experimental da variação do parâmetro c/p_c com a razão de sobre adensamento, que é independente dos valores das pressões aplicadas. Geralmente, os três valores de coesão (de compressão, de cisalhamento simples, e de extensão) são determinados em laboratório, em corpos de prova adensados anisotropicamente.

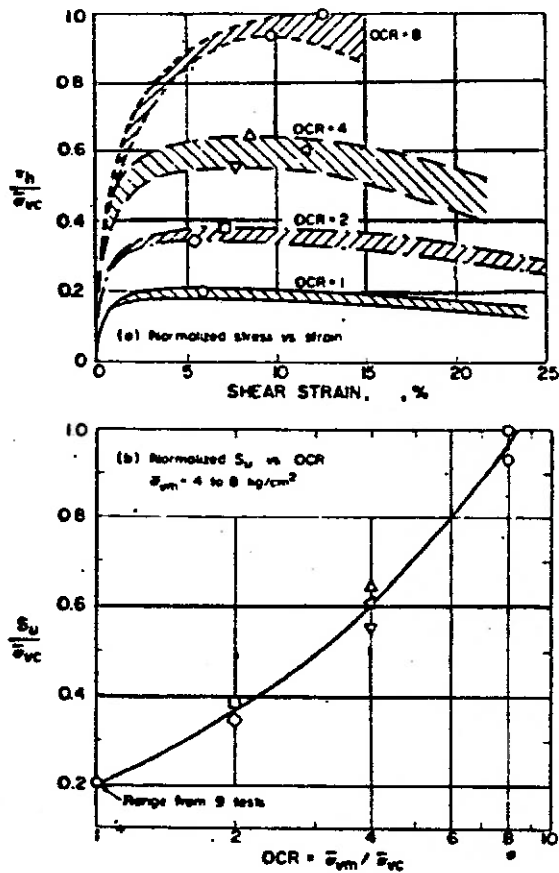


FIG. 4.—Normalized \overline{CK}_u Direct-Simple Shear Test Data for Overconsolidated Boston Blue Clay

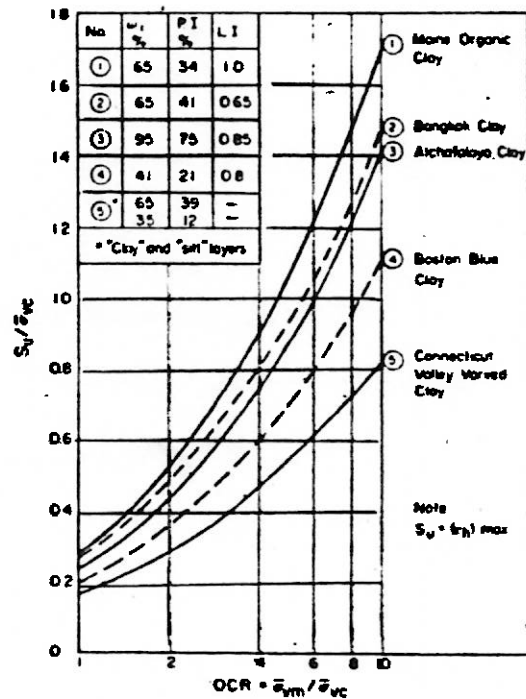


FIG. 5.—Variation of Normalized \overline{CK}_u UDSS Strength Parameter with OCR for Five Clays

A pressão de pré-adensamento ao longo da profundidade é determinada por meio de ensaios de adensamento sobre amostras indeformadas. Estes valores, com os das pressões verticais efetivas, permitem a determinação da coesão a cada profundidade, pelas equações obtidas.

O método SHAMSEP é semelhante aos propostos atualmente na Suécia e na Noruega, no aspecto em que as três solicitações (compressão, cisalhamento simples e extensão) são consideradas e em que o adensamento anisotrópico reproduzindo as tensões de campo é empregado nos ensaios. Difere deles, pelo fato de se basear no comportamento normalizado, enquanto que nos países nórdicos se procura reproduzir as condições de sobre adensamento em amostras retiradas de cada profundidade.

Ensaio realizados sobre diversas amostras, segundo a metodologia deste método (ensaio sobre corpos de prova adensados anisotropicamente com diferentes razões de sobre adensamento), mostraram que a variação de c/p_c com a razão de sobre adensamento costuma ser sempre do mesmo tipo, como como indicado na figura 36 (figura 5 de Ladd e Foott). A equação que melhor indica esta variação é do tipo:

$$(c/p)_{sa} = (c/p)_{na} \cdot RSA^m$$

onde p é a pressão vertical efetiva de ensaio e os subscritos 'sa' e 'na' indicam as condições de sobre adensado e normalmente adensado, respectivamente. O expoente 'm', é ligeiramente variável, geralmente em torno de 0,8.

Adotando-se $m=0,8$, esta expressão pode ser escrita também da seguinte forma, considerando a pressão de campo igual à de ensaio:

$$(c/p_c)_{sa} = (c/p_c)_{na} \cdot (p_a/p_c)^{0,8}$$

Foi desta expressão que se retirou a anteriormente apresentada na discussão de qual pressão deveria se relacionar com a coesão, tendo dela se concluído que a pressão de pré-adensamento entra com o expoente 0,8 e a vertical de campo com 0,2.

14.- Recomendação atual de Jamiolkowski e Ladd

Levando em conta que a correlação c/p de Bjerrum corrigida do efeito de sobre adensamento por ação do adensamento secundário e do fator de correção correspondente a efeito de anisotropia e tempo, conduz a um valor de c/p independente de IP, fato confirmado pelas análises de canadenses e suecos, mas também que a coesão de projeto é função tanto da pressão vertical de campo, como da pressão de pré-adensamento, como numericamente determinados nos ensaios normalizados que servem de embasamento do método SHAMSEP, uma nova proposta foi apresentada por Jamiolkowski, Ladd et al. (1985) no State of the Art do Congresso Internacional de San Francisco. As palavras finais deste relato,

sobre este tema foram as seguintes:

"A prática muito difundida de se usar ensaios de compressão não drenada com adensamento hidrostático (ou com adensamento anisotrópico) conduz a resultados significativamente não seguros para argilas de baixa a moderada razão de sobre adensamento.

Para projetos de maior responsabilidade, são considerados imprescindíveis ensaios não drenados com adensamento na situação K_0 , com diversos modos de cisalhamento.

Se o projeto não pode arcar com a realização de ensaios de cisalhamento simples e/ou compressão triaxial e extensão triaxial, a melhor estimativa de coesão in situ para cálculo da estabilidade durante a construção não é obtida a partir de ensaios de compressão triaxial convencional, mas sim de ensaios de adensamento, que permitem determinar a razão de sobre adensamento, e a relação

$$c/p_c = (0,23 + ou - 0,04).(RSA)^{0,6}$$

Após uma longa peregrinação através dos estudos sobre o assunto, chega-se a uma correlação bastante simples, baseada na análise do comportamento de obras sistematicamente revista por muitos autores, mas também estribada no comportamento dos solos indicado pela Ciência da Mecânica dos Solos, empiricamente assente sobre dados experimentais de laboratório.

Em Engenharia de Solos, nada é definitivo. Novas observações e análises irão progressivamente alterar o quadro atual. Seria de se desejar que este trabalho futura abrigue uma contribuição nacional.

15.- Aplicação a um solo mole da Baixada Santista

Apresenta-se, na figura 37, características do sub-solo, numa região da Baixada Santista, determinadas por ocasião dos estudos para implantação da Rodovia dos Imigrantes. O solo, cujas características já foram descritas em trabalho anterior (Pinto e Massad, 1978), apresenta-se ligeiramente sobre adensado, com a pressão de pré-adensamento crescente com a profundidade, devido ao peso próprio. Uma análise dos dados permite representar a pressão de pré-adensamento em função da profundidade, z , pela expressão:

$$p_a = 2,0 + 0,35 z$$

sendo 2,0 a pressão de pré-adensamento na superfície, em t/m^2 , 0,35 o peso específico submerso médio da argila, em t/m^3 , e z a profundidade.

Não foram realizados ensaios de compressão triaxial com adensamento anisotrópico, como seria desejável, e os ensaios de compressão simples ou triaxial convencionais apresentaram

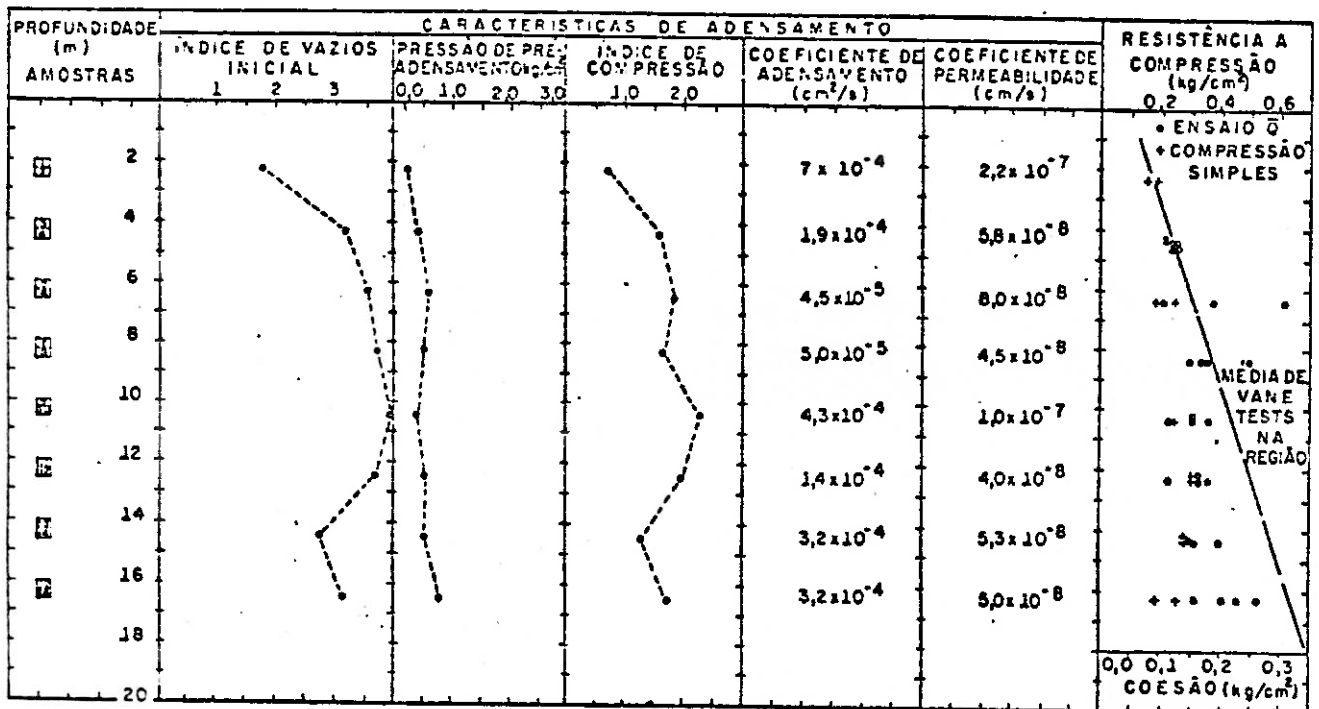
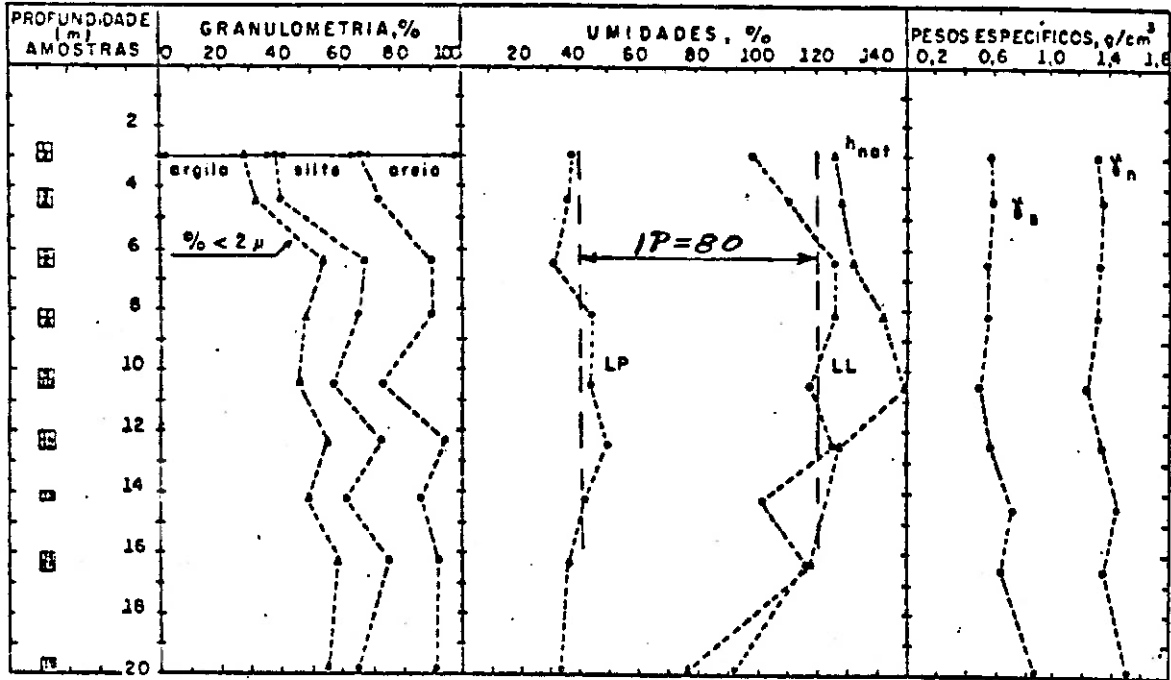


FIG. 37 - CARACTERÍSTICAS DO SUB-SOLO NA REGIÃO DA BAIXADA SANTISTA ESTUDADA.

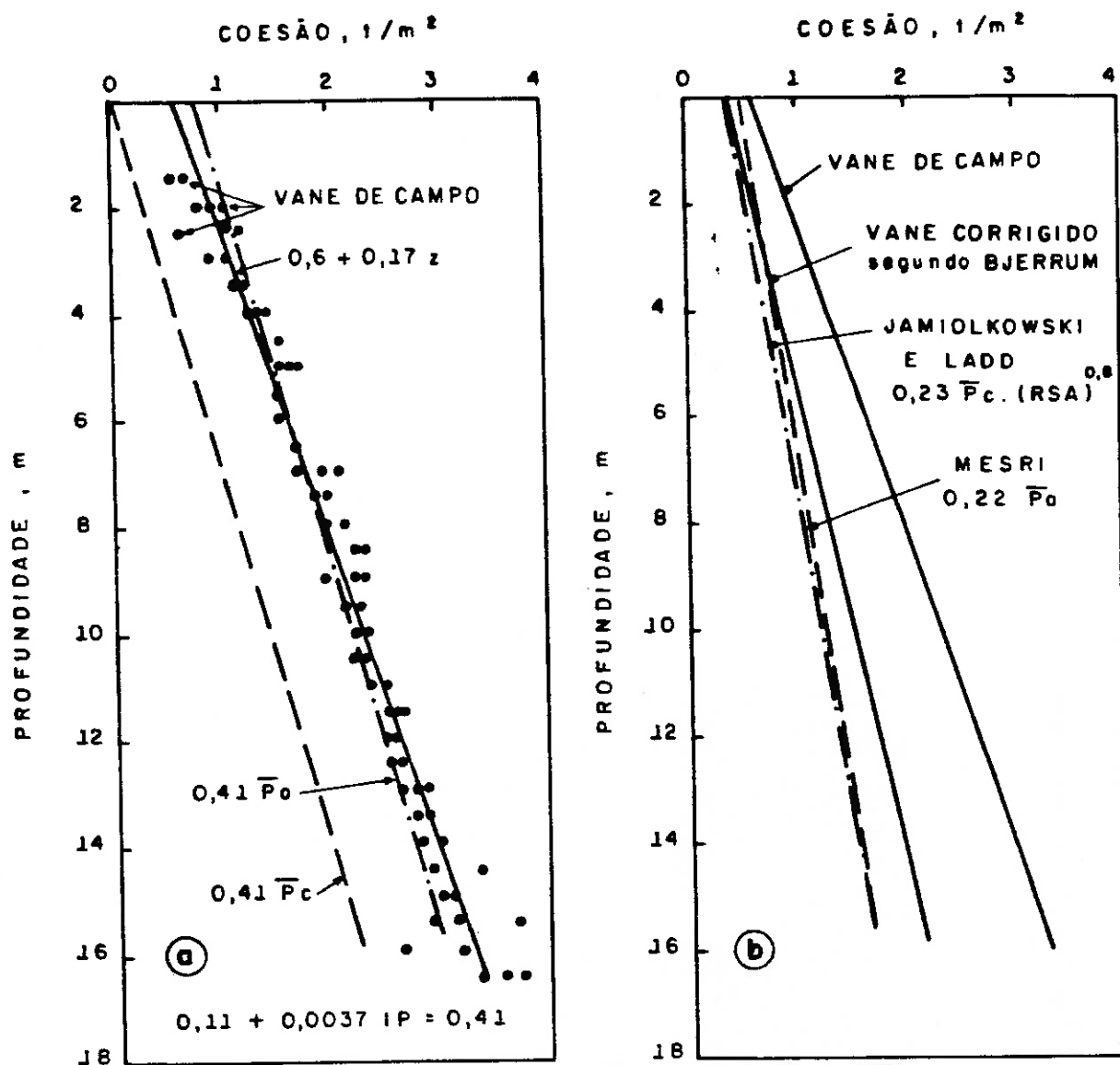


FIG. 38 - VARIAÇÃO DA COESÃO : a) DADOS DE CAMPO E ESTIMATIVA PELA CORRELAÇÃO DE SKEMPTON. b) COESÃO PARA PROJETO.

dispersão de resultados consideráveis. Os resultados de vane test, entretanto, foram muito consistentes, como se mostra na figura 38 a). Ajustando-se uma reta aos dados de ensaios, tem-se a coesão crescente com a profundidade expressa pela equação:

$$c = 0,6 + 0,17 z \quad (\text{em t/m}^2)$$

O coeficiente 0,17 indica o crescimento da coesão em virtude do adensamento adicional provocado pelo peso de terra de uma camada de um metro de espessura, peso este, como visto acima, igual 0,35 t/m³. A relação $0,17/0,35 = 0,48$ é muito próxima do valor indicado pela correlação de Skempton para $IP = 80$, valor médio para o solo em questão. Na figura 38 a) apresentaram-se os valores calculados pela equação de Skempton, considerando-se, distintamente, p como a pressão vertical efetiva

de campo ou como a pressão de pré-adensamento. No primeiro caso, a discrepância é muito grande, principalmente porque, estando o nível d'água na superfície, a pressão efetiva em pequenas profundidades é muito pequena. Entretanto, se se adotar para p o significado de pressão de pré-adensamento, conforme foi discutido neste trabalho, o ajuste é muito bom.

Para o projeto, os valores de 'vane test', segundo Bjerrum, deveriam ser multiplicados por um fator, indicado na figura 26, que no caso, para $IP=80$, é 0,65. Como consequência, os valores a serem adotados são minorados, como se mostra na figura 38 b), onde também estão indicados os valores a serem tomados para projeto segundo a metodologia do Canadá (Mesri), ou a proposta por Jamiolkowski e Ladd. Observa-se uma boa semelhança entre os três procedimentos.

Deve ser notado, que estes procedimentos indicam valores de coesão para projeto com relativa segurança. Como foi mostrado, valores mais elevados, com o mesmo grau de confiança, poderão ser obtidos com ensaios representativos das condições de solicitação (compressão, cisalhamento simples e extensão) a partir de corpos de prova adensados anisotropicamente no laboratório, empregando a metodologia dos Países Nórdicos ou o SHAMSEP. É bem possível que a economia resultante cubra perfeitamente os custos dos ensaios.

16.- Conclusões

Da revisão feita sobre o tema, as seguintes observações se destacam.

A tendência da relação c/p crescer com a plasticidade do solo não é conflitante com a tendência do ângulo de atrito interno efetivo diminuir com a plasticidade do solo.

Correlações deste tipo, entretanto, devem ser usadas com extremo cuidado, sem o que podem levar a sérios enganos.

Quando se trata da estimativa de coesão para projeto de fundações sobre argilas moles, a experiência indica que a coesão de projeto sobre a pressão de pré-adensamento independe da plasticidade do solo. Neste caso, o ensaio necessário para a estimativa da coesão é o ensaio de adensamento, com a determinação da pressão de pré-adensamento.

Reconhecido que a coesão não é uma constante das argilas, tem sido recomendado que se determine seu valor pela média correspondente aos três tipos de solicitação ao longo da superfície de ruptura, ou seja, compressão, cisalhamento simples e extensão. Pré-adensamento ou re-adensamento de corpos de prova em laboratório, sob as condições anisotrópicas de campo, tem sido recomendado. A adoção de coesão por este procedimento leva a projetos mais econômicos, com maior segurança, em comparação com os métodos tradicionais, que adotam como coesão valores de 'vane test' corrigidos empiricamente.

Finalmente, deve ser enfatizado o fato de se dispor de muito poucas informações sobre o comportamento de aterros ou fundações construídos sobre solos moles no Brasil. Experiências como a do aterro experimental promovido pelo IPR, na Baixada Fluminense, que proporcionou interessantes estudos realizados pelas equipes da COPPE e da PUC-Rio, devem ser incentivadas. A falta deles, que as ocorrências de rupturas e novos projetos nestas regiões sejam objeto de estudos à luz dos conhecimentos técnicos mais recentes sobre o comportamento das argilas moles, de modo a que se possa ter maior confiança sobre os parâmetros de projeto a empregar no nosso país.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- ANDERSON, T.C. e LUKAS, R.G. (1981). "Preconsolidation Pressure Predicted Using su/p Ratio". Laboratory Shear Strength of Soils. ASTM STP 740, pp. 502-515.
- BJERRUM, L. (1954). "Geotechnical Properties of Norwegian Marine Clays". Geotechnique, Vol. IV, No 1, pp.49-69.
- BJERRUM, L. (1972). "Embankments on Soft Ground". Proc. ASCE Sp. Conf. on Performance of Earth and Earth Supported Structures. Vol. II. pp. 1-45.
- BJERRUM L. (1973). "Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays". Proc. of the VIII ICSMFE, Moscow, Vol 3, pp. 111-158.
- BJERRUM, L. E SIMONS, N.E. (1960). "Comparison of Shear Strength Characteristics of Normally Consolidated Clays". ASCE, Res. Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, pp. 711-726.
- de MELLO, VICTOR F.B. (1982). "Desafio no Desenvolvimento de uma Engenharia de Solos Autoctone Firmemente Enquadrada em Principios Universais". VII Congr. Bras. de Mec. Solos e Eng. de Fundações. Vol. VIII, pp. 49-135.
- de MELLO, VICTOR F.B. (1986). Discussão do Tema M5-1: Solos. Anais do VIII Congr. Bras. de Mec. Solos e Eng. de Fundações. Vol. VIII, pp. 95-97.
- JAMIOLKOWSKI, M., LADD, C.C., GERMAINTE, J.T. e LANCELLOTTA, R. (1985). "New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils. Proc. XI ICSMFE, San Francisco, Vol. 1, pp.57-153.
- KARLSSON, R. e VIBERG, L. (1967). "Ratio c/p in Relation to Liquid Limit and Plasticity Index with Special Reference to Swedish Clays". Proc. Geotechnical Conference, Oslo, Vol. 1, pp. 157-164.
- KENNEY, T.C. (1959). Discussion, Journal of the Soil Mech. and Found. Division, ASCE, Vol 85, No 5M3, pp. 67-79.

- KÉZDI, A. (1974). "Handbook of Soil Mechanics", Vol. I: Soil Physics. Elsevier Sc. Publ. Comp., Amsterdam.
- KIRKPATRICK, W.M. e KHAN, A.J. (1984), "The reaction of Clays to Sampling Stress Relief". Geotechnique, Vol 34, Nº 1, pp. 29-42.
- KOUTSOFTAS, D.C., FOOTT, R. E HANDFELT, A.M. (1987). "Geotechnical Investigations Offshore Hong Kong.". Journal do the Geotechnical Engng. Division, ASCE, Vol. 113, Nº 2, pp. 87-105.
- LADD, C.C. e FOOTT, R. (1974). "New Design Procedure for Stability of Soft Clays". Journal do the Geotechnical Engng. Division, ASCE, Vol. 100, Nº GT-7, pp. 763-786,
- LADD, C.C., FOOTT, R., ISHIHARA, K., SCHLOSSER, F. E. e POULOS, H.G. (1977). "Stress-Deformation and Strength Characteristics". Proc. ICSMFE, Tokio, Vol. 1, pp. 421-494.
- LARSSON, R. (1980). "Undrained Shear Strength in Stability Calculation of Embankments and Foundations on Soft Clays". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 17, pp. 591-602.
- MAYNE, P.W. (1980). "Cam-Clay Predictions of Undrained Strength". Journal of the Geotechnical Engng. Div., ASCE, Vol. 106, Nº 11, pp. 1219-1242.
- MAYNE, P.W. (1984). "Ko - Cu/'Sigma linha' vs Trends for Overconsolidated Clays". Journal of the Geotechnical Engng. Div. ASCE, Vol. 110, Nº 10, pp. 1511-1615.
- MESRI, G. (1975). Discussion on "New Design Procedure for Stability of Soft Clays", by C.C. Ladd e R. Foott. Journal of the Geotechnical Engng. Div., ASCE, Vol. 101, Nº GT 4, pp. 409-412.
- OLSEN, H.W., RICE, T.L., MAYNE, P.W. E SINGH, R.D. (1986). "Piston Core Properties and Disturbance Effects". Journal of the Geotechnical Engng. Div., ASCE, Vol. 112, Nº 6, pp. 608-625.
- PINTO, C.S. (1987). "O Ensaio Adensado Rápido em Termos de Pressões Totais". Solos e Rochas Vol. 10, Nº 1, pp. 21-27.
- PINTO, C.S. e MASSAD, F. (1971). "A Resistência ao Cisalhamento Solos Variegados da Cidade de São Paulo". Revista Politécnica, nº 176, pp. 35-44.
- PINTO, C.S. e MASSAD, F. (1978). "Coeficientes de Adensamento em Solos da Baixada Santista". Anais do 6º Congr. Bras. de Mec. Solos e Eng. Fundações, Rio de Janeiro, Vol. IV, pp. 358-389.
- SKEMPTON, A.W. (1948). "Vane Test in the Alluvial Plain of the River Forth near Grangemouth". Geotechnique, Vol. I Nº 2, pp. 111-124.

- SKEMPTON, A.W. (1954). Discussion on "The Structure of Inorganic Soils". Proc. of the ASCE, Vol. 80, Separate No 478, pp. 19-22.
- SKEMPTON, A.W. (1957). Discussion of "The Planning and Design of the New Hong Kong Airport" by H. Grace and J.K.M. Henry. Proc. of the Institution of Civil Engineers, vol. 7, pp. 305-307.
- SKEMPTON, A.W. e HENKEL, D.J. (1953). "The Post-Glacial Clays of the Thames Estuary at Tilbury and Shellhaven". Proc. of the ICSMFE, Zurich, Vol. 1, pp. 302-308.
- SCHOFIELD, A. e WROTH, P. (1968). "Critical State in Soil Mechanics". McGraw-Hill, London.
- PACHECO SILVA, F. (1951). "Resistência ao Cisalhamento de um Depósito de Argila Mole". Anais da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, Vol. I, pp.42-50.
- PACHECO SILVA, F. (1953). "Shearing Strength of a Silt Clay Deposit Near Rio de Janeiro". Geotechnique, Vol 3, pp. 300-305.
- TERZAGHI, K. (1955). "Influence of Geological Factors on the Engineering Properties of Sediments". Economic Geology, Fiftieth Anniversary Volume, pp.557-617.