MECÂNICA DOS SOLOS

(ANOTAÇÕES DE APOIO ÀS AULAS, 1973)

V I C T O R F. B. D E M E L L O

ESCOLA POLITÉCNICA

U.S.P.

SÃO PAULO, MARÇO 1975

MECÂNICA DOS SOLOS

(ANOTAÇÕES DE APOIO ÀS AULAS, 1973)

V I C T O R F. B. D E M E L L O

As presentes "Anotações de Apoio às Aulas" do Curso de Graduação em Engenharia Civil foram elaboradas para uma disciplina de Geotecnia a ser ministrada como parte da sequência de três disciplinas do campo especializado da Mecânica dos Solos - Maciços e Obras de Terra - Fundações e Elementos Estruturais Enterrados.

Em todos os assuntos as opiniões pessoais expressas são de responsabilidade exclusiva do autor, Prof. Dr. Victor F.B. de Mello, incumbido da programação e responsável pelas aulas ministradas. As anotações são extremamente sintéticas, porém procuraram ser atualizadas. Uma parte de cada tópico é convenientemente ministrada, elucidada e exemplificada em aulas práticas, conforme programa resumido que se anexa.

O autor agradece o apoio dos Assistentes Waldemar Hachich e Claudio Wolle.

É expressamente proibida a reprodução de qualquer parte, por quaisquer meios, sem autorização escrita do Autor, de conformidade com a Lei dos Direitos do Autor, em vigor desde 1/1/75.

São Paulo, março 1975

ÍNDICE - PROGRAMA

Semana	Itens	Páginas	Teoria	Prática
1	1 a 8	1 a 7	Introdução. Solos e Mecânica dos Solos na Engenharia Civil. Geologia - Mecânica dos Solos - Mecânica das Rochas. Interrelação entre capítulos da Mecânica dos Solos (análise) e sínteses: Obras de Terra e Fundações.	Índices físicos. Interrelações. Determinação de γ, w, γ_s. Cálculo da pressão total, γz, de peso de terra.
2	9 a 14	7 a 15	Tipos de solo. Granulometria e forma dos grãos: D_e e DU. Solos plásticos e limites de consistência (tipo de solo). Argilo-minerais. Origem geológica e mineralógica.	Demonstração de simples identificação e estimativa de comportamento geotécnico : chave mostrando em que capítulo cada assunto é reapreciado em melhor grau de aproximação.
3	15 a 20	16 a 23	Classificação dos solos: tabela e comportamentos representativos. Caracterização por granulometria, limites, compactação mecânica. Correlações empíricas. Classificação dos solos residuais (saprólitos).	Exercício de simples identificação visual-tátil de amostras diversas representativas.
4	21 a 25	23 a 30	Pressões totais, neutras e efetivas. Conceitos de tensões horizontais: K_o. Compacidade das areias. Compacidade relativa? Consistência das argilas: R_c. Estrutura. Sensibilidade.	Cálculos de pressões.

Semana	Itens	Páginas	Teoria	Prática
5	26 a 34	30 a 39	Água nos solos. Capilaridade. Permeabilidade. Pressão de percolação. Areia movediça. Filtros. Curva de distribuição de vazios.	Cálculos de permeabilidade, vazões, gradientes de percolação, pressão de percolação, filtros sucessivos.
6	35 a 40	39 a 45	Investigação do subsolo. Sondagens de reconhecimento: resistência à penetração SPT. Programa de reconhecimento. Noções sobre amostragem indeformada; ensaio de penetração estática EPE etc..	Visita a sondagens e a laboratório de solos.
7	41 a 46	45 a 54	Distribuição e propagação de tensões no terreno: teoria e fórmulas básicas. Resultados de medidas. Noções sobre reologia: comparação entre solos e materiais de construção. Comportamentos elástico, elasto-plástico etc..	Cálculos de pressões transmitidas.
8	47 a 52	54 a 60	Compressibilidade volumétrica. Ensaio edométrico como ensaio em modelo de compressão de camada argilosa profunda. Procedimento do ensaio, cálculo de resultados, apresentação e interpretação. Pressão de preadensamento, índice de compressão. Solos expansivos.	
9	53 a 55	60 a 65	Cálculo de recalques devidos a camadas profundas. Influência do amolgamento da amostra; correções. Analogia mecânica(reológica) do fenômeno do adensamento com a Teoria de Terzaghi. Tempo-recalque.	Cálculos de compressibilidade, pressão de preadensamento etc.. Cálculos de recalques "totais".

Semana	Itens	Páginas	Teoria	Prática
10	56 a 59	65 a 69	Interpretação do ensaio para extração de coeficientes de adensamento. Compressão inicial, primária e secundária (secular). Efeito do amolgamento. Carregamento lento. Efeito tridimensional. Noções de eletrosmose.	Cálculos tempo-recalques. Influências diversas.
11	60 a 65	70 a 73	Resistência ao cisalhamento. Atrito e obliquidades de tensões. Estado duplo e triplo de tensões; círculo de Mohr; critério de Mohr-Coulomb de ruptura. Tensão-deformação.	Exercícios sobre círculo de Mohr. Ensaio de cisamento direto.
12	66 a 71	74 a 80	Ensaio de compressão triaxial. Comportamentos de areias, britas etc.: variações volumétricas. Liquefação das areias. Ensaios drenados sobre argilas saturadas. Ensaios adensados rápidos: medidas de pressões neutras.	Cálculos de ensaios triaxiais diversos.
13	72 a 75	80 a 85	Ensaios rápidos: compressão simples, triaxiais; influência do grau de saturação. Amolgamento. Resistência "limite" e "residual". Ensaios especiais, deformação plana etc.. Programação.	Programação de ensaios perante o problema prático; interpretação do resultado e extração de parâmetros básicos para as hipóteses de projeto.
14	76	85 a 88	Análise de problemas perante trajetória de tensão-deformação-tempo e interpretação de fenômenos de deformações (cisalhantes e volumétricas) e ruptura em jogo em projetos específicos.	Exercícios sobre trajetória de tensões, incluindo talude infinito.

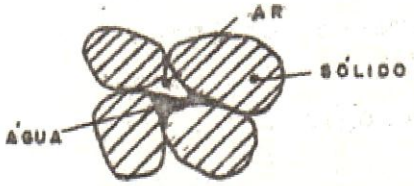
Semana	Itens	Páginas	Teoria	Prática
15	77	89 a 90	Ensaios "in situ". Programação de investigações especiais. Interpretação e justificativa de ensaios em etapas sucessivas. Ensaio de palheta, permeabilidade "in situ", pressiômetro etc.: noções.	Elaboração do resumo geral dos exercícios.

1. Definição: Solo: Mecânica dos Solos.

Solos: todos os materiais "terrosos", desagregados, de origem inorgânica ou orgânica, que ocorrem à superfície da terra. Solo para a Engenharia Civil é tudo quanto é desintegrado* ou facilmente* desintegrável, na crosta terrestre.

*N.B. Conhecimento tecnológico parte de qualificações adjetivadas que devem, em melhor grau de aproximação, ser substituídas por indicações quantitativas. Porém, compartimentalizações são sempre ± arbitrárias, portanto acabam merecendo revisões etc..

Composição do solo = sólidos (grãos, partículas) + vazios (interstícios, poros).



Vazios ocupados por fases fluidas (água, ar).
Assim, solo compreende proporções diversas das três fases físicas:
Solo = Sólidos + Água + Ar.
A Mecânica dos Solos é a ciência técnica que estuda o comportamento dos solos como materiais participantes em obras de Engenharia Civil.

2. Importância: Não há Obra Civil sem fundação.
Condições de subsolo têm que ser aceitas como são, geralmente o elo fraco.
Superestrutura evolue em escolhas etc., subsolo em zona urbana decai para opções piores em geral.
Risco de ruína de toda a superestrutura e não apenas de parte secundária funcional (ex.: instalações elétrica ou hidráulica etc.).

3. Interrelação: Geologia < Mec.Solos / Mec.Rochas } Fundações e Obras de Terra (Engenharia Civil)

Macroscópica, de 1ºgrau de aproximação. Adjetivos atualmente transformados em índices numéricos e gamas.	Análise: Predominantemente à escala das obras e de suas componentes.	Sínteses de atendimento profissional. Problemas e soluções complexas, estudados em cada

faceta sob metodologia da Mecânica dos Solos e Mecânica das Rochas, conjugados com todas as demais facetas da Engenharia Civil, com solução optimizada decorrente da integração do "sistema". Geotecnia ≤ 5 a 20% do global.

Tanto Geologia como Engenharia Civil são campos profissionais de síntese. Pela conceituação científico-tecnológica, não pode ser proveitosa a alimentação direta de síntese para síntese, sem passar por análise-síntese. A chamada Geologia Aplicada (à Engenharia Civil) não constitui outra coisa do que a quantificação da Geologia pura (modernamente nenhum campo profissional sobrevive sem quantificação) e a restrição das múltiplas preocupações da Geologia para apenas aquelas que teriam maior interesse para o Engenheiro Civil: indispensável - que o geólogo peque por excesso, pondo à disposição do engenheiro tudo de que dispõe, para que ele escolha o que poderá ser de seu interesse em dada obra e situação, pois que o "interesse" do Engenheiro é variável e dinâmico, depende de seu nível de "engenhosidade".

Geologia é realmente único pano de fundo para orientar toda a programação da investigação de subsolo etc.. Fundações de edifícios urbanos foi historicamente o campo pioneiro de evolução da Mecânica dos Solos, dando impressão de que Geologia ± desnecessária: realmente só quando geologia é constante é que passamos a raciocínios de "maciços homogêneos" e critérios geométricos de distribuição de sondagens etc..

Mecânica dos Solos - estudo do "continuum" deformável etc..

Note-se que este continuum é composto de descontínuos à escala microscópica, mas o estudo do comportamento das partículas componentes etc. é Ciência dos Solos. Comportamento à escala $M = f(x, y, z, t) \rightarrow$ leis da Mecânica dos Solos (Reologia dos Solos). Comportamentos investigados à escala explicativa α = $f(dx, dy, dz, dt) \rightarrow$ Ciência dos Solos.

Mecânica das Rochas - estudo do descontínuo: planos muito fracos etc. entre blocos de características excelentes.

4. Contribuições à conceituação e metodologia dentro da Engenharia Civil.

Além da importância que a Mecânica dos Solos tem perante as obras civis, devemos reconhecer que historicamente a disciplina, seus problemas e seus métodos de investigação e de avanço dos conhecimentos, contribuíram para a noção da importância de: experimentação; fator tempo; conceituação de "design-as-you-build" (Projeto Executivo adaptando-se às realidades da obra); observação de comportamento das obras.

Estruturas-espinha dorsal matemática. Hidrologia - contri-- buiu pioneiramente com conceituação estatística. Mecânica dos Solos progredirá ao máximo atenuando judiciosamente as suas raizes empíricas e empregando estatística e computação para aprimorar "leis" observadas.

Necessário reconhecer que Mecânica dos Solos convencional originou-se em solos sedimentares saturados e raciocínios (implícitos) de médias; também tentativas de correlações empíricas entre parâmetros únicos X = f(Y) - geralmente correlações forçadas a linearidades aritméticas, semilog, ou log--log. Não vislumbrou problemas de estatística, estatística - de extremos, critérios de rejeição no controle de construção, faixas de dispersão e de confiança estatística na definição das "leis" empíricas.

5. <u>Conceituação de dados, cálculos e decisões na Engenharia Civil</u>.

Engenharia compreende um ato de decisão face a incertezas e não um ato de certeza. A priori sabemos que perante determinado comportamento ou problema "todos" os parâmetros imagináveis interferem de alguma forma $\left[M = f\ (a,b,c,d,\ldots\ n,\ldots z) \right]$ (1) parâmetros que, em determinado nível de precisão das decisões, não influem significativamente. Note-se diferença fundamental do pesquisador acadêmico que de trabalho em trabalho informa sobre "mais um" parâmetro que interfere em determinado comportamento.

Dados e projetos de 1 hora, 10 horas, 100 horas... 10.000 horas de engenheiro e justificativa da evolução de etapa para etapa.

Ora, se Engenharia é decisão, convém-nos reconhecer candidamente que <u>decisão é grandemente condicionada por desejo</u> (de copiar, de ser melhor, de ser mais prudente etc). Portanto por prudência o Engenheiro se obriga a analisar, como advogado do diabo, todas as hipóteses de contrariar o desejo.

(1) mas a tarefa do engenheiro é de excluir de consideração em cada etapa todos aqueles

6. Tópicos estudados na Mecânica dos Solos e compreensão de sua interrelação.

Mecânica dos Solos		Engenharia de Fundações e de Obras de Terra
a) Investigação do tipo de solo: - tamanho dos grãos(granulometria) - comportamento plástico dos solos finos(Limites de Consistência)	bases atuais da classificação dos solos	FIXAÇÃO DO "MATERIAL DE CONSTRUÇÃO" do subsolo a considerar perante dado problema
- forma e composição dos grãos - origem geológica - arranjo estrutural dos grãos etc.	informações complementares úteis ao conhecimento da natureza de um solo	
b) Investigações das condições em que ocorre o solo perante dado problema: - índices físicos - resistência à compressão simples(coesão das argilas) - índice de consistência da argila - compacidade relativa das areias	processos de laboratório: os 1ºs dois indiscutíveis, os últimos dois atualmente suspeitos ou renegados	
- resistência à penetração(sondagens de percussão) - resistência à penetração estática - ensaios de palheta(resistência ao cisalhamento in situ de argilas moles e médias) - processos geofísicos(sísmico, resistividade etc.)	processos correntes de campo, correlacionados empiricamente ou ± teoricamente	*
c) Investigação do comportamento analítico do solo(especificado quanto ao tipo e condição)quando submetido a ações externas simples ou unitárias(mantendo constantes a maioria dos parâmetros, para estudar a variação de apenas um ou poucos): - permeabilidade e capilaridade(água nos solos) - compressibilidade volumétrica,"adensamento" - resistência ao cisalhamento - compactação(densificação mecânica) - resistência à tração - estabilização química,injeções etc. - electrosmose(influência de corrente elétrica direta) - diversos (ex. tratamento térmico)	Determinação do comportamento do "material de construção" perante fenômenos compreendidos, separada ou conjuntamente, em obras diversas	

* Análise da Obra, para decompor nas ações unitárias intervenientes, e fase de síntese, levando em conta o "material da construção" específico e o comportamento mais significativo ou mais favorável em seu conjunto.

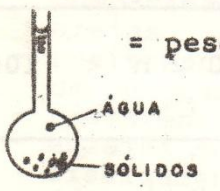
7. Bibliografia
Princípios básicos - "livro de texto".
Artigos em revistas especializadas.
Revisões de atualização - Relatórios "Estado-de-Arte".

8. Índices Físicos do solo são definições básicas da Mecânica dos Solos (1)constituintes de dado volume do solo.São fundamentais para definir as condições em que ocorre dado solo, pois que obviamente uma maior proporção de sólidos torna o solo mais compacto, mais resistente, menos compressível etc..

(1) para expressar as proporções de ocorrência das fases sólida, líquida e gasosa

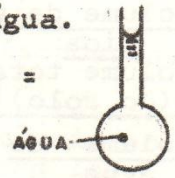
Símbolo	Denominação	Unidade	relação entre	Definição	Determinação	Variação
w h	teor de umidade ou umidade natural	%	pesos	$\frac{\text{peso de água}}{\text{peso de sólidos}}$	determinada(estufa a 105°C)	$0 \lesssim w \lesssim 1000\%$
e	índice de vazios	-	volumes	$\frac{\text{volume de vazios}}{\text{volume de sólidos}}$	calculado	$0 \lesssim e \lesssim 20$
n	porosidade	-	volumes	$\frac{\text{volume de vazios}}{\text{volume total (do solo)}}$	calculado	$0 < n < 100\%$
S_r S	grau de saturação	%	volumes	$\frac{\text{volume de água}}{\text{volume de vazios}}$	calculado	$0 \leq S_r \leq 100\%$
γ_w γ_a γ_o	densidade da água	t/m3 g/cm3	densidades ou pesos específicos	$\frac{\text{peso da água}}{\text{volume da água}}$	determinado(admitido)	$\gamma_w \cong 1\ g/cm^3$ $(1\ t/m^3)$
γ_s δ	densidade dos sólidos	t/m3 g/cm3	densidades ou pesos específicos	$\frac{\text{peso dos sólidos}}{\text{volume dos sólidos}}$	determinado(freq. admitido)	$2,5 \lesssim \gamma_s \lesssim 3,0$ comum $\gamma_s \cong 2,65$
γ γ_n	densidade do solo (natural)	t/m3 g/cm3	densidades ou pesos específicos	$\frac{\text{peso do solo}}{\text{volume do solo}}$	determinado	$\gamma_d \leq \gamma \leq \gamma_{sat}$
γ_d γ_s γ_o	densidade aparente seca do solo	t/m3 g/cm3	casos particulares de γ . Chamados aparentes quando não representam condições fisicamente reais, mas deduzidas por cálculo, admitindo que Vol. Total permanece constante durante "secamento" ou "saturação".			
γ_{sat}	densidade aparente saturada do solo	t/m3 g/cm3				

Duas pesagens básicas bastam para a determinação da umidade de um solo:
Peso do solo (sólidos + água); Peso do mesmo corpo de prova(c.p) após seco até constância do peso em estufa a 105°C. Note-se o uso recém-introduzido de estufas de infravermelho para acelerar secamento. Dificílimo admitir valor provável ou apropriado da umidade de um solo, mesmo para pessoa com muita experiência: facílimo ensaiar.
Facílimo também determinar a densidade do solo.
Densidade dos sólidos frequentemente admitida, porque depende do constituinte mineralógico e grande maioria $\gamma_s \cong 2,65\ g/cm^3$ (ex.: caolinita 2,60; clorita 2,60; quartzo 2,67; talco 2,70; calcita 2,72; muscovita 2,85).
Exceções: turfas (orgânicas) $\gamma_s \cong 2\ g/cm^3$; limonita 3,80; argilas vermelhas de decomposição de basaltos $\cong 2,95\ g/cm^3$.
Princípio de determinação de γ_s é simples, mas ensaio precisa ser muito cuidadoso para alcançar precisão. Pesagem inicial P_1 =



= peso de sólido + água.

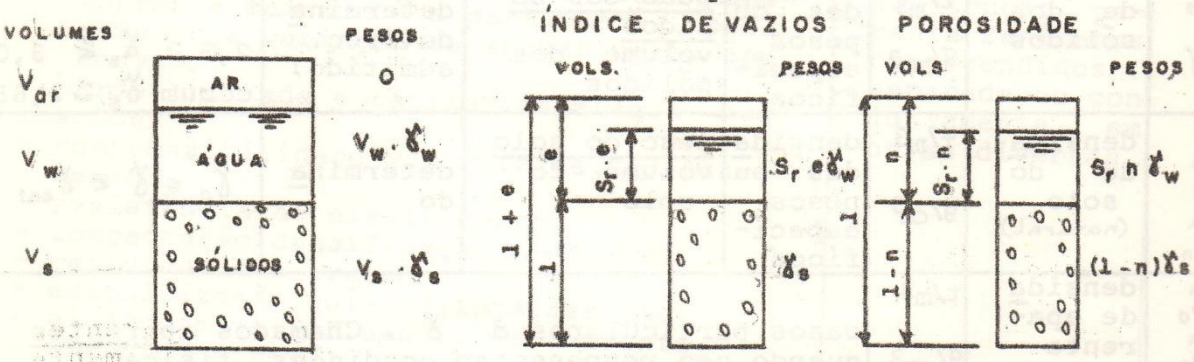
Pesagem P_2 =



= só água. Também pesa-se só os sólidos Ps. Substituição de volume Vs de γ_w para γ_s aumentou peso de P_2 para P_1:

$$P_1 - P_2 = Vs\ (\gamma_s - \gamma_w).$$

<u>Relações entre índices físicos</u>. Deduzir mediante esquema com fases separadas.



Para relações partindo de e, adotar Vs = 1 para eliminar denominador na definição do e, fazendo o denominador = 1.

Da mesma forma, para relações partindo de n, fazer Vt = 1.

Relação importante: $\gamma = \gamma_d (1 + w)$ emprega a densidade aparente seca; é facil deduzir-se:

γ = (P água + P sólidos)/ Vol.total

γ = P sólidos(1 + P água/P sólidos)/ /vol. total

$\gamma = \gamma_d (1 + w)$

NB.: Necessários 3 dados independentes para calcular todos os demais.

9. Tipos de solo. Composição granulométrica do solo.

As primeiras impressões sobre a subdivisão de solos em tipos ou categorias evidentemente recaíram em dicotomias:

solos pulverulentos (não-coesivos) e solos coesivos;
permeáveis e impermeáveis;
solos transportados (por diversos agentes naturais) e solos residuais(provenientes da desintegração e decomposição de rochas, remanescendo in situ);
solos orgânicos e inorgânicos;
solos plásticos (± "pastosos") e não-plásticos; etc..

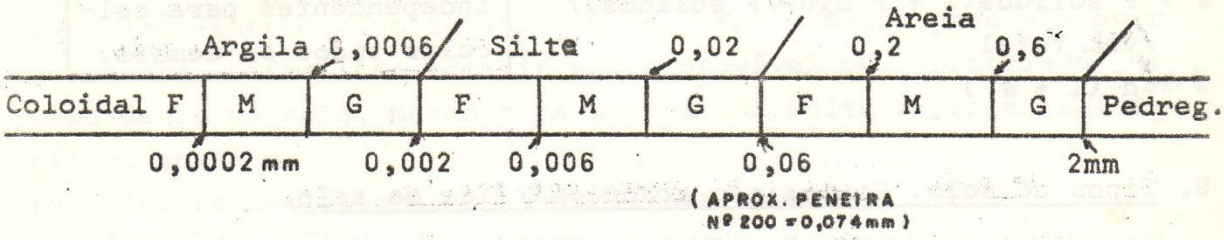
Na tentativa, porém, de unificar e aprimorar o conhecimento reconheceu-se que a principal componente significativa é o sólido ou grão e que o principal parâmetro condicionante do comportamento do solo é a dimensão dos grãos.

(N.B.: É importante frizar desde já que em alguns solos o poro pode ser mais significativo em determinar o comportamento do que o grão - ex.: os loesses e, em menor grau, os solos ditos "porosos" e muitos solos residuais; e que a propriedade de plasticidade, extremamente importante na Mecânica dos Solos, mostra que nos solos de grãos "finos" o principal parâmetro condicionante passa a ser não mais apenas a dimensão e sim o tipo mineralógico).

A nomenclatura leiga já corresponde a uma subdivisão básica em função de dimensões de grãos:

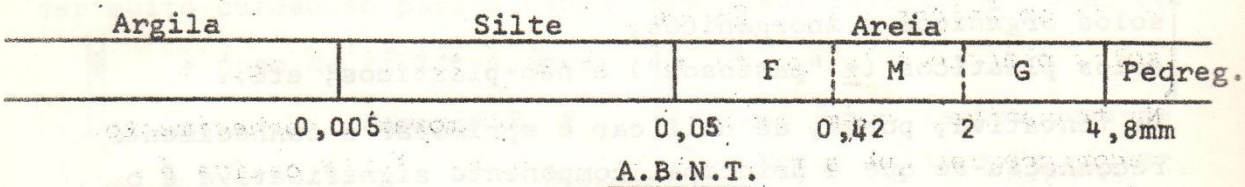
solos grossos, de grãos visíveis a olho nu	Areias e pedregulhos	"diâm." do grão aumenta ↑
solos de grãos finos, não visíveis a olho nu porém perceptíveis ao tato	pó, poeira "siltes"	
solos de grãos muito finos, que com um tanto de água dão tato saponáceo, pastoso...	argilas	

Para coordenar e quantificar, foram propostas várias escalas, sendo que a originária do M.I.T. passou a ser adotada como Internacional por ser mnemônica e muito bem ajustada à "realidade observacional" do leigo. G = grosso; M = médio; F = fino.



Internacional - M.I.T.

Lamentavelmente, a despeito de não existirem razões significativas para se introduzir diversidade de critérios em assunto indiscutivelmente um tanto arbitrário, a A.B.N.T. promulgou outra escala:



A.B.N.T.

Considerando o interesse precípuo em comunicar informações inconfundíveis, haveria toda conveniência em restringir a uma só padronização completa, a fim de servir à única razão-de-ser e finalidade das classificações.

A forma de se descrever a composição granulométrica de um solo a partir da observação visual-táctil depende das proporções de grãos de diversas dimensões que entram na composição; por ex.: areia grossa pouco siltosa; areia fina e média argilosa; silte argiloso; areia fina uniforme; areia fina e grossa bem graduada, com pedregulhos; etc.. Observe-se que as proporções a expressar são em peso (aproximadamente).

10. Determinação da curva de distribuição granulométrica.

Nos solos arenosos (contendo apenas pouca %, ≈ 5 a 15%, de siltes e argilas) peneiramento é usado para determinar pesos de grãos que ficam retidos em peneiras diversas de aberturas de "diâmetros" conhecidos. Tanto diâmetro do grão como diâmetro da abertura da malha são nominais.

Em solos cujos grãos pulverizam facilmente (e areias transportadas antigas, solos residuais etc.) pode ser necessário evitar secamento e destorroamento, fazer peneiramento "lavado"; também em argilas em que ocorre histerese de endurecimento e/ou aderência-cimentação dos grãos no secamento, deve-se evitar secamento sem primeiro separar parte "ativa" (argilosa) da parte inerte (arenosa).

Nos solos <u>silto-argilosos</u> a determinação da distribuição granulométrica é feita por <u>sedimentação</u>.

Lei de Stokes para velocidade de sedimentação de partícula de diâmetro D de densidade γ_s, em fluido de densidade γ_w e viscosidade μ :

$$\text{cm/seg} \qquad v = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18\mu} D^2$$

à temp. T = 20°C $\qquad \mu = 10{,}1 \times 10^{-3}$ poises

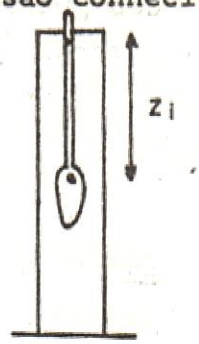
$$\mu\,(\text{g. seg./cm}^2) \longrightarrow \mu = \frac{10{,}1 \times 10^{-3}}{(g)} \frac{\text{poises}}{\text{cm}^2/\text{seg}} \approx 10^{-5}\ \text{g.seg/cm}^2$$

Assim resulta aproximadamente $v \cong 9000\ D^2$.

O ensaio é feito em princípio pelos seguintes passos:

(a) põe-se um peso conhecido Ps de sólidos em suspensão homogênea num frasco cilíndrico comprido com volume V de suspensão conhecido;

(b) medem-se as densidades $\gamma_{\ell 1}, \gamma_{\ell 2}, \gamma_{\ell 3} \ldots \gamma_{\ell n}$ mediante um picnômetro (fazendo-se correções de temperatura etc.), a intervalos de tempo sucessivos $t_1, t_2, t_3 \ldots t_n$ após início da sedimentação.



Com os pares de leituras ($\gamma_{\ell n}$, t_n) e conhecendo-se Ps e V, γ_s e $\gamma_{\ell n}$, podem-se determinar as porcentagens N de grãos de diâmetros nominais (de sedimentação) D diversos. Assim obtém-se a curva granulométrica.

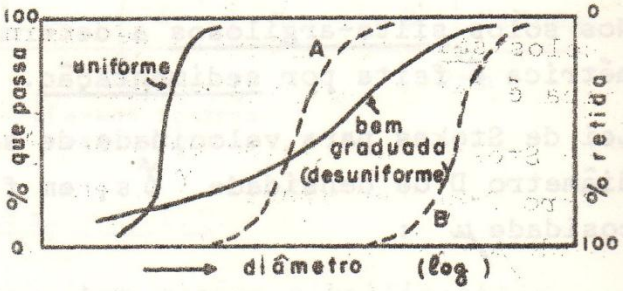
Em geral (especialmente em solos sedimentares) interessa pesquisar a granulometria dos "grãos unitários", potencialmente componentes do solo in natura: portanto emprega-se dispersão, defloculan-

tes etc.. Note-se que em solos residuais etc. a idéia e a prática podem ser completamente inaceitáveis se a intenção é caracterizar a granulometria do solo in natura.

11. Representação gráfica da distribuição granulométrica.

Adota-se o gráfico semilog.

A curva é o lugar geométrico de pontos que expressam, para cada diâmetro(nominal) de grão, que porcentagens (em peso) dos grãos de solo têm diâmetro maior (% retida) e menor (% que passa).



O gráfico semilog permite representar a composição do solo em grãos de diâmetro muito variáveis, sem comprimir as componentes finas a uma condição mal representada.

Curvas típicas em S; quanto mais grosseiro o solo, mais para a direita, e quanto mais uniforme mais vertical a curva. Para uma definição telegráfica da natureza da curva granulométrica de um solo definem-se dois pontos-chave:

Diâmetro efetivo: De = D_{10} (diâmetro tal que apenas 10% dos grãos do solo têm diâmetros nominais menores); convém lembrar que as partículas finas de cada solo são as que mais efeito têm sobre o comportamento do solo em apreço - (por preencherem os vazios entre as partículas maiores etc.); assim se justifica o nome "diâmetro efetivo".

Índice de Desuniformidade: (DU) = $D60/_{D10}$;

quanto maior o índice, mais desuniforme a composição granulométrica; em solo absolutamente uniforme DU = 1 .

Solos residuais de granito chegam a dar DU = 500.

12. Plasticidade. Solos Plásticos. Limites e Índices de Consistência.

Nos solos finos (silto-argilosos) a propriedade mais importante é a Plasticidade e esta não é bem correlacionada com a dimensão dos grãos. Portanto, após a distinção de solos finos (siltes e argilas), válida em primeiro grau de aproxi

mação para distinguir dos solos grossos (areias e pedregulhos), é indispensável complementar a descrição dos solos finos com indicações sobre sua "plasticidade", para aquilatar apropriadamente o comportamento a esperar do solo.

Plasticidade na Mecânica dos Solos é propriedade de sofrer deformações muito grandes sem fissurar. Só é exibida por solos argilosos e, neles, em grau tanto maior quanto mais argilosa (ativa, gorda) for a argila; portanto, alguma medida de tal propriedade serve para classificar o tipo de argila (seu grau de "argilosidade", grau de apresentação de comportamentos típicos das argilas). Mas, mesmo nas argilas a propriedade de plasticidade não é exibida em qualquer condição, mas apenas em teores de umidade correspondentes ao que chamamos de Estado Plástico da argila respectiva.

Torna-se necessário, portanto, de início, definir os Estados de consistência em que qualquer argila pode ocorrer. E a comparação da argilosidade de várias argilas, umas com as outras, será feita para uma mesma condição representativa em cada argila.

Limites de consistência (Limites de Atterberg)

	LC (%)	LP (%)	LL (%)
estado sólido	estado semi-sólido	estado plástico	estado líquido

aumentando a umidade % ⟶

Com mudanças de sua umidade uma argila muda do estado líquido (sem resistência ao cisalhamento) para o plástico (em que exibe Plasticidade), para o semi-sólido (já tem aspecto de sólido mas sofre contração, variação de volume, no secamento), para o sólido (não mais contrai ao secar).

As transições de propriedades não são bruscas. Assim, foram definidos ensaios de laboratório, arbitrários (Atterberg, Arthur Casagrande), para padronizar as determinações dos Limites de Consistência de cada argila. Cada Limite, de Liquidez, de Plasticidade e de Contração, é um teor de umidade.

A Plasticidade de uma argila é definida em função do chamado Índice de Plasticidade IP = LL — LP, que é a gama de variação da umidade através da qual a argila exibe o comportamento plástico.

Ensaio de Casagrande para determinação do LL% de uma argila. Demonstração sucinta do processo de ensaio e de cálculo.

Observe-se como importante o fato de que o ensaio emprega a argila em estado amassado.

A despeito de todos os cuidados que se possam tomar (vide ref. por ex. A. Casagrande "Notes on the design of the liquid limit device" Geotechnique 1958, Vol. 8, p. 84), é evidente que o ensaio não se presta a grande precisão, nem a propriedade por ele medida tem aplicação ou significado em nível de precisão. Sugerem-se ensaios em substituição (ex.: resist. à penetração de cone).

Em particular, cabe sugerir os ensaios Limite de Liquidez de Um Ponto, para evitar gastos inúteis.

O ensaio de Limite de Plasticidade ou Limite Plástico é até mais grosseiro, mas não tem recebido atenção para técnicas substitutivas.

Demonstração de técnica de ensaio e de cálculo.

A determinação do Limite de Contração tem interesse principalmente sob ponto de vista de evitar fissuramentos no secamento. A contração de um solo no secamento depende da umidade em que o solo (argiloso) é amassado e depende da argilosidade (compressibilidade) do solo; este parâmetro, portanto, não é constante para cada argila, como propriedade básica da argila (os LL e LP, porém, são).

Assim, quando se fala em LC de uma argila sem especificar a umidade de moldagem do c.p., presume-se que seja moldado no LL. O ensaio consiste em fazer secar (lentamente para evitar fissuramento) um c.p. da argila; após o secamento total (em estufa a 105°C) faz-se a determinação do Vol. Total. O LC (que é a umidade% que saturaria este c.p. seco) é facilmente calculado por exercício de Índices Físicos.

13. Simples identificação dos solos. Estimativa do comportamento geotécnico a antecipar.

É este indiscutivelmente um dos problemas mais fundamentais da Mecânica dos Solos. Através da identificação visual-tátil o Eng. Civil deve sentir qual a natureza e o grau dos problemas a enfrentar, a fim de orientar as suas soluções.

Pelo mesmo instrumento o especialista se norteia quanto a etapas sucessivas de pesquisa e solução para aprimoramento.

E é num "feed-back" (ciclo de realimentação) adequado para este tipo de instrumento que se concretiza e transmite a experiência do especialista quando, após ter enfrentado um problema especial em algum solo, ele for capaz de discernir qual

o aspecto visual-táctil que em outros solos, análogos ou não, permitirá ou imporá que ele preveja a possibilidade de se reencontrarem problemas semelhantes.

Propriedades	Areias e solos arenosos	Areias finas siltosas, siltes, siltes pco. argilosos (argilas magras)	Argilas e solos argilosos	Solos Turfosos
Caracterização	Observação visual e tacto. Dimensão, forma e resistência do grão, uniformidade da granulometria.	1) Tacto 2) Ensaio na palma da mão: dilatância e mobilidade d'água intersticial. 3) Sedimentar em tubo de ensaio. 4) Secar. Resistência aparente (capilaridade). Impossibilidade de alisar superfície. Esfarela com relativa facilidade. 5) Torrão seco desagrega rápida e caracteristicamente quando submerso.	1) Tacto. Plasticidade. Pastoso e/ou saponáceo. Quanto mais duro próximo do LP mais ativa é a argila. 2) Pouco úmido ou seco. Lâmina metálica alisa resultando superfície lustrosa. 3) Contração no secamento. Fissuras. 4) Torrão seco muito resistente. Não desagrega quando submerso.	Cor preta, cinza escuro. Cheiro. "Esponjoso" quando fibroso. Amassando fica plástico e passa a ser como argila. Propriedades mudam radicalmente da condição turfosa fibrilar para a orgânica plástica.
Granulação	Grossa $\geq$ 0,1mm retido Pen.200	Fina, ainda áspera, perceptível ao tacto. Sedimenta com $V \leq 0,3$ cm/s	Imperceptível ao tacto. (Lamelar)	Frequentemente fibrosos
Plasticidade	nenhuma	pouca	grande	pouca a grande
Permeabilidade	grande	média	praticamente nenhuma	grande a muito pouca

Compressibilidade (carga estática)	pouca	média	grande	muito grande
Compressibilidade (vibrações)	grande (fofas) a nenhuma (compactas)	muito grande a nenhuma	nenhuma	grande a nenhuma
Resist. do solo seco	nenhuma	média (ilude)	grande	média a grande
Compactação	$\gamma_d \gtrsim 1,9\ t/m^3$ Umidades ótimas baixas $\lesssim 10\%$	$1,7 \lesssim \gamma_d \lesssim 1,9\ t/m^3$ médias $12\% \lesssim w_{ot} \lesssim 19\%$	$1,3 < \gamma_d < 1,7\ t/m^3$ altas $19\% \lesssim w_{ot} \lesssim 40\%$	desconhecido
Erodibilidade e carreamento hidráulico	módica	acentuada	praticamente nenhuma	desconhecido
Liquefação no cisalhamento	baixa a nula	acentuada	nula	desconhecido
Ângulo de atrito	alto	módico (depende um tanto da velocidade de carregamento)	baixo a módico (depende muito da velocidade de carregamento)	baixo
Coesão	nula	nula	Nula a muito alta (depende de Estrutura, preadensamento etc.)	baixa
Expansividade	nula	nula	módica a alta	baixa a módica

14. Importância da forma dos grãos. (Observação visual etc.)

Quanto à forma dos grãos constituintes, existem três possibilidades:

Esferoidais ($x \approx y \approx z$) < polidos / angulares } de acordo com o transporte geológico etc..

Lamelares ($x \approx y$; dz) - mica e principais argilo-minerais.

Fibrilares (x ; dy ; dz) - turfas etc..

Nos solos grosseiros, esferoidais, a forma do grão passa a ter muita importância em determinar o arranjo grão-a-grão e seu comportamento; a forma angular, associada a mineral resistente (quartzo), conduz a elevado ângulo de atrito, mas em grãos friáveis (minerais fracos ou os resistentes já parcialmente decompostos) o imbricamento é anulado por quebra de arestas, anulando o efeito favorável.

Solos em que predominam partículas lamelares possuem capacidade física de constituir arranjo estrutural grão-a-grão muito mais oco do que com grãos esferoidais ou cubóides.

Também automaticamente com o colapso da estrutura estão sujeitos a muito mais variação de volume (compressibilidade volumétrica). As argilas são compostas principalmente de partículas lamelares (por motivo de estrutura molecular do mineral); assim, mesmo sem entrar em considerações de equilíbrios eletrostáticos de partículas coloidais, já se depreende que as argilas ocorrem com porosidades (e índices de vazios) muito maiores do que os das areias. Na areia cada poro é individualmente visível enquanto que na argila nem os grãos nem os poros são detectáveis a olho nu: portanto o leigo crê que a areia é mais "porosa"; na realidade, através da somatória de milhões de pequeninníssimos poros a argila acaba com a porosidade muito maior do que a da areia.

Em solos orgânicos vegetais (turfas) predominam frequentemente as partículas fibrilares, que permitem constituir uma estrutura até mais oca e sujeita a colapso do que no caso de partículas lamelares. Ao mesmo tempo os grãos fibrilares justificam uma permeabilidade para os solos turfosos bem maior do que a dos solos argilosos, pois que nestes as lamelas funcionam como chicanas, aumentando grandemente a perda de carga para o fluxo.

15. Inferências decorrentes da classificação por origem geológica.

Solos residuais têm sido chamados os que são produzidos pela ação dos intemperismos (físicos e químicos) sobre as rochas, mas com permanência dos produtos desagregados no mesmo local.

Solos transportados são os formados pela deposição de partículas que foram transportadas por diversos agentes da natureza:

solos aluvionares ou sedimentares -ação das águas;
solos eólicos (loess) - ação dos ventos;
solos coluvionares (talus) - arraste ou queda, gravidade;
solos glaciários - arraste e deposição por geleiras.

Lamentavelmente, como o geólogo chama de "rochas" também os solos, o termo "solo residual" está atualmente associado a grande variedade de materiais, gerando assim muita confusão e malentendidos.

Quando um solo residual alcança um grau de desintegração e de decomposição total (maduro) não há, para a Mecânica dos Solos, nenhuma vantagem em se pretender distingui-lo de um solo transportado: ambos se comportam igualmente sob as leis da Mecânica dos Solos convencional (sedimentar). Ademais, todo o material é "residual" do que fora há pouco tempo; por ex., a "argila porosa" da Av. Paulista é realmente um solo residual da argila sedimentar da qual foi gerada por lixiviação etc.. Portanto, em perfís de decomposição de rochas in situ proponho reconhecer, pragmaticamente, apenas três horizontes significativos: o horizonte superior, maduro, tratado exclusivamente como solo e classificável como tal (ex.: argila siltosa, porosa, vermelha); a seguir, o horizonte denominado de saprolito, que é o horizonte de materiais terrosos com evidências e significativa interferência da estrutura da rocha mater (planos de diáclases e de xistosidades, estrutura grão-a-grão dominada pela mineralogia das componentes originais da rocha etc.); e finalmente o horizonte subjacente, já de rocha fraturada e parcialmente decomposta. No segundo horizonte, de saprolito, entram em jogo simultaneamente raciocínios e metodologias da Mecânica dos Solos e da Mecânica das Rochas; já no terceiro horizonte o campo em jogo é o da Mecânica das Rochas.

Também é indispensável frizar que a classificação de um solo como saprolito só tem utilidade quando acompanhada de uma indicação da rocha-mater; por exemplo: um saprolito granítico ou um saprolito basáltico etc.. O saprolito de uma rocha dá

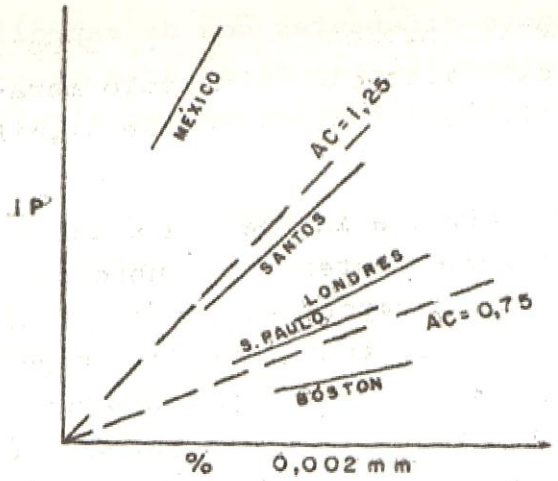
comportamentos tão absolutamente diferentes dos de saprolitos de outras rochas que a classificação de um solo meramente como saprolito (não qualificado) deixa de ter significado ou utilidade.

Em horizontes de saprolitos a primeira inferência é de que o "solo" não ocorre em estratos horizontais ou subhorizontais. Frequentemente o avanço da decomposição segue aproximadamente a topografia, mas as descontinuidades da rocha (fendas etc.) interferem em grau acentuado. Outra inferência comum(especialmente em saprolito de rochas ígneas) é da grande heterogeneidade de dimensões e de composição mineralógica dos grãos do solo. Fundamentalmente, no saprolito ocorre a interveniência de problemas e metodologias da Mecânica das Rochas, com seus planos de descontinuidade e mesmo, provavelmente, com as tensões internas remanescentes (localmente) no solo, em nível muito diferente das tensões internas médias (impostas pelo equilíbrio estático)de pressão de peso de terra.

16. Atividade Coloidal.

Os limites LL e LP de cada solo expressam a argilosidade global do solo, no qual participam não só as componentes ativas (os argilo-minerais) mas também a maior ou menor proporção dos inertes (siltes e areias) em mistura. Assim, por exemplo, no subsolo de Santos observa-se que exatamente as mesmas componentes argilosa e arenosa, em proporções um tanto variáveis à medida que a sedimentação transicionou de um para o outro, fornecem materiais cujo IP varia entre cerca de 35% e cerca de 90%, com valores correspondentes de LL variando entre cerca de 65% e 130%. Skempton portanto visualizou plotar um gráfico em que se pudesse sentir a que ponto a componente argilosa ("fração argila",i.é, a % de grãos com diâmetro < 0,002 mm) é mais ou menos ativa.

Plotando "fração argila" contra IP verificou que cada solo se situa em uma reta enquanto muda a proporção de inertes em sua granulometria.



Definiu Atividade Coloidal

$$AC = \frac{IP}{\% < 0{,}002 \text{ mm}}$$

e sugeriu que

Argilas Ativas: AC > 1,25

Argilas Normais: 0,75 < AC < < 1,25

Argilas Inativas: AC < 0,75

Note-se que uma argila muito ativa, do México, pode dar, em mistura com aproximadamente 95% de inertes (areia fina de Santos), os mesmos LL, LP e IP que uma argila medianamente ativa (ex.: a de Santos) com cerca de 50% de inertes. Os Limites de Atterberg, particularmente os LL e IP, indicam a Plasticidade aparente que resulta na mistura, enquanto a A.C. procura definir a potencialidade plástica da componente argilosa respectiva.

Infelizmente cabe ressaltar que o índice AC, conforme definido, está sujeito a muito erro por ser obtido por uma divisão em que o denominador pode sofrer grandes variações, dependendo de como é executado o ensaio. Isto se observa em grau acentuado em solos silto-argilosos saprolíticos e sedimentares antigos, em que a desintegração dos grãos finos e a dispersão da fração argila podem variar intensamente em função de procedimentos laboratoriais, defloculantes etc..

17. Composição argilo-mineral da argila.

A tecnologia dos argilo-minerais e a química coloidal contribuíram significativamente para um entendimento de importantes aspectos do comportamento das argilas. Não é usual realizar ensaios ou discutir previsões de parâmetros geotécnicos dos solos, em nível profissional, em torno de argilo-minerais e química coloidal. Mas, sempre que ocorre algum comportamento um tanto incomum, o entendimento do comportamento clareia através de tais análises.

As partículas mais finas de argila são coloidais (lamelares) devido a sua estrutura molecular mineralógica. Os prin

cipais argilo-minerais subordinam-se a três tipos mais importantes: montmorilonitas; ilitas; caolinitas. Todos têm carga negativa e portanto estão associados a cátions adsorvidos: a capacidade de troca catiônica, que mede a atividade químico-coloidal da argila (me/100 gm, i.é,miliequivalentes por 100 gm. da argila) é muito maior na montmorilonita; e é,em cada argila, tanto maior quanto mais finas as partículas.

ex.: montmorilonitas ≈ 100 me/100 gm; ilitas ≈ 40 me/100gm; caolinitas ≈ 10 me/100 gm.

Cada partícula coloidal também leva uma película de água (chamada liosfera) firmemente adsorvida à sua superfície; a espessura desta película depende muito da carga negativa da partícula (molécula de água é bipolar) e também da afinidade do cátion adsorvido por água.

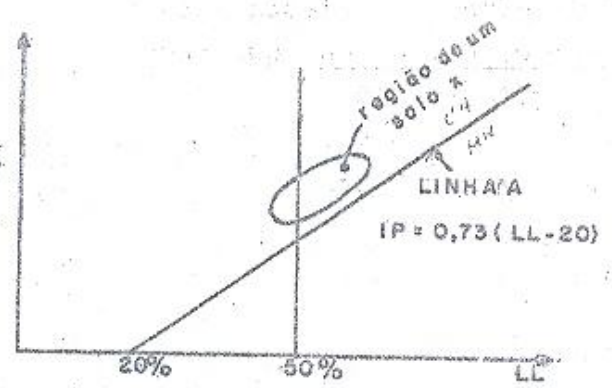
Assim, uma bentonita-Sódio adsorve muito mais água do que uma bentonita-cálcio; uma bentonita-sódio adsorve muito mais água do que uma ilita-sódio. Não se pode adivinhar se uma bentonita-cálcio adsorveria mais água do que uma ilita-sódio, mas por ensaios constata-se que sim.

O comportamento plástico das argilas depende inteiramente da liosfera e do cátion adsorvido. Portanto, o comportamento plástico pode ser grandemente alterado mediante trocas catiônicas e mediante alterações do teor eletrolítico da água intersticial. As variações são evidentemente muito mais acentuadas nas argilas de maior capacidade de troca catiônica (bentonitas). Os Limites (LL,LP) continuam a medir aproaproximadamente tais alterações da plasticidade: por exemplo, uma montmorilonita-sódio de LL ≈ 500% poderá, por troca catiônica, dar uma montmorilonita-cálcio de LL ≈ 220% ; também uma Bent-Na de LL ≈ 500% em água destilada poderá dar uma Bent-Na de LL ≈ 350% em água salgada (NaCl) concentrada.

18. Classificação de Casagrande

Originariamente destinada a Aeroportos; compreensivelmente extensível a obras de terra. Subdivididos os solos em três grandes grupos: solos grosseiros (pedregulhos e areias), solos turfosos e solos finos (silto-argilosos); dedica prin-

cipal atenção a estes últimos. Baseado nos conhecimentos disponíveis em ± 1946, classifica os solos finos por grupos no Gráfico de Plasticidade:



Símbolos são usados para designar os grupos
H = high = limite de liquidez > 50% (alto)
C = clay = argila (inorgânica)
M = mo (silte em Sueco)
K = Kaolin (caolin, argila magra)

Assim, segundo Casagrande, uma argila de LL=60 LP=28 plotaria acima da linha A, portanto na categoria CH; enquanto que uma argila LL=60 LP=35 plotaria abaixo da linha A e pertenceria à categoria MH-KH-OH (é fácil excluir o caso OH por comparação com os demais dois).

E assim por diante.

Complementarmente, Casagrande fornece uma tabela qualitativa dos comportamentos a associar com cada grupo: por exemplo, o grupo CH é difícil de compactar e constitui uma base muito indesejável para estradas e aeroportos (incha, não drena, perde a maior parte de sua capacidade de suporte com o aumento de umidade etc.).

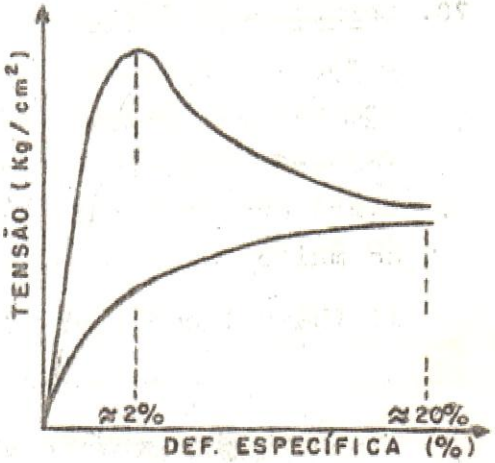
Pessoalmente nunca encontrei muita aplicabilidade para esta classificação que, no entanto, passou a ser divulgada como Classificação Unificada dos solos. A concepção do gráfico não é muito feliz para distinguir entre solos, pois IP ≈ LL e portanto só se ocupam os 45° inferiores do quadrante. Para terrenos de fundação, situar numa só categoria todas as argilas de LL ≥ 50% (ex.: S.Paulo, Santos, México) é realmente prejudicial à evolução de conhecimentos. Ninguém consegue adivinhar a que região pertence um solo sem fazer os ensaios LL e LP; ora, se possuímos dados LL = 60 LP=26, não há mérito nenhum de compressão de informações a ponto de transmití-las como meramente CH. No tocante às obras de terra, só sabemos que, para dado LL, quanto menor o IP tanto mais erodível e fissurável o solo, mas definitivamente nada de descontínuo ocorre na comparação de solos abaixo e acima da linha A.

Sugiro, em resumo, usar o gráfico de plasticidade para situar a região correspondente a cada solo, tal como mostrado na figura.

19. Sensibilidade das argilas. Estrutura.

Sabemos que a resistência de uma argila diminui à medida que aumenta o seu teor de umidade. Descobriu-se porém, também, que numa argila a resistência também muda radicalmente pelo amassamento ou amolgamento, passando-a do estado indeformado para o amolgado. Amolgamento é definido como amassamento total sem mudança da umidade. Define-se Sensibilidade da argila pela relação das Resistências à compressão simples, $S = \frac{Rc\ indef.}{Rc\ amolg.}$

As curvas tensão-deformação também exibem uma mudança característica. Com grande deformação cisalhante, o material ao longo do plano de rutura tende para um estado amolgado; portanto, ao final do ensaio sobre c.p. indeformado tendemos para resist. semelhante à do c.p. amolgado.



Só tem sentido falar em Sensibilidade de argilas no estado Plástico (e mesmo, nas argilas muito sensíveis, Quick Clays, em estado Líquido).

O fenômeno que explica perda de resistência das argilas do estado indeformado para o amolgado é denominado de Estrutura das Argilas, pois a primeira explicação (devida a Casagrande) foi de um arranjo estrutural especial das partículas de argila na natureza. Os volumes de argila entre grãos (de silte etc...) estariam comprimidos a uma umidade menor do que a média, servindo assim de "ligantes" responsáveis pela resistência maior; com o amolgamento a argila voltaria a ter sua resistência definida pela umidade média. Hoje já se sabe que há inúmeras explicações, muitas delas de equilíbrios eletrostásticos etc., para o fenômeno; por exemplo, as argilas mais sensíveis conhecidas, da Escandinávia, devem sua sensibilidade à lixiviação da água intersticial, inicialmente oceânica, por infiltração de chuvas (mudança eletrolítica etc...). Permanece porém o termo Estrutura para resumir toda a fenomelogia, diferenciando o comportamento da argila indeformada e amolgada.

Em capítulos ulteriores veremos que a Estrutura - Sensibilidade se reflete em três perâmetros importantíssimos:

a) perda de resistência;
b) aumento da compressibilidade volumétrica aparente;
c) redução significativa da permeabilidade.

Valores representativos de Sensibilidade S%:
Argilas de São Paulo $1 \lesssim S \lesssim 2$
Argila de Santos $4 \lesssim S \lesssim 10$
Argilas da Escandinávia $S \gtrsim 100$ (mesmo ∞)

20. Correlações empíricas

É óbvio que, se as classificações (granulometria, limites) têm mérito, deverá ser possível quantificar, através de correlações empíricas, as principais inferências que o especialista extrai delas. Infelizmente o eng. de solos tem avançado muito pouco, com muito acanho. Como exemplos citaremos:

1) (Hazen) coef. de permeabilidade $k \approx 100\ D_e^2$ sendo

k em cm/seg e De em cm (Areias uniformes)

2) (Terzaghi) Índice de compressão das argilas

$C_c \quad 0{,}009\ (LL - 10\%)$

3) (Skempton) coesão c das argilas relacionada com a pressão sob a qual foram adensadas

$c/p \approx 0{,}115 + 0{,}00343\ IP$

O campo está bem aberto e, francamente, o mérito real das classificações só será posto à prova (e a seguir gradativamente aprimorado) na medida em que testarmos a viabilidade de correlações empíricas diversas para os parâmetros de interesse.

Em publicação mui recente (Nº 984 do I.P.T., de autoria dos Profs. Sousa Pinto e Massad) constatam-se as seguintes correlações para os "solos variegados da cidade de São Paulo".

$AC \approx 0{,}65$

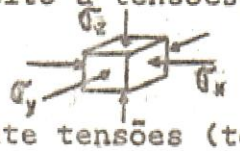
$Cc \approx 0{,}003\ (LL + 26)$ Mello e Teixeira (1962)
$Cc \approx 0{,}0046\ (LL - 9)$ Cozzolino (1961)
$CC \approx 0{,}0035\ (LL + 15)$ Sousa Pinto e Massad (1972)

$\varphi' \approx 34{,}4 - 0{,}20$ (% Argila) $\approx 35{,}5 - 0{,}15$ (% finos)
$\varphi' \approx 37{,}2 - 0{,}21$ (LL) $\approx 34{,}6 - 0{,}33$ (LP)
$\varphi' \approx 34{,}4 - 0{,}30$ (IP)

Melhor correlação $\varphi' \approx 34{,}9 - 0{,}194$ IP $- 0{,}085$ (% argila)
$c/_p \approx 0{,}1$

21. <u>Pressões totais. Pressão (total) de peso de terra e tensões geostáticas.</u>

Já se estabelece que a pressão vertical devida ao peso de terra em terreno horizontal é dada por $z\,\gamma_z$. Sendo essa pressão, a qualquer cota, devida à <u>totalidade</u> das contribuições de peso dos materiais existentes acima, é ela naturalmente chamada de <u>pressão total</u>. O elemento de solo à prof. z está portanto sujeito a tensões verticais <u>totais</u> (de compressão) $\sigma_z = \sigma_v$.



Existem também evidentemente tensões (totais) horizontais σ_x e σ_y. Que valores terão as pressões totais horizontais depende principalmente do módulo de Poisson ν do material: este módulo depende da compressibilidade volumétrica do material e da resistência (interna) à mudança de forma, pela qual o material resiste à tendência ao achatamento sob tensão σ_z na direção z (com as concomitantes expansões nas direções x e y, a despeito das tensões σ_x e σ_y).

Num meio elástico isotrópico temos deformação no sentido x:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E}\left[\sigma_x - \nu(\sigma_z + \sigma_y)\right].$$

Ora, para um maciço infinito $\sigma_x = \sigma_y$ e para a condição "em repouso" $\varepsilon_x = 0$ $\therefore$

$$\sigma_x - \nu(\sigma_z + \sigma_y) = 0$$
$$\sigma_x(1-\nu) = \nu\,\sigma_z$$
$$\therefore \quad \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\nu}{1-\nu}$$

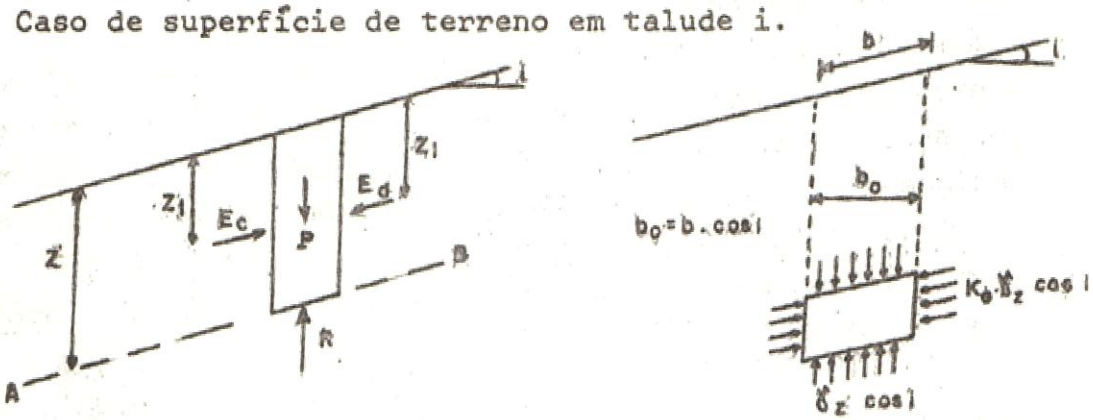
Costuma-se designar tensões (totais) horizontais $\sigma_h = K_o\,\sigma_v$.

Assim, temos $K_o = \dfrac{\nu}{1-\nu}$.

Naturalmente, quanto maior a resistência intrínseca do material à mudança de forma por achatamento (i.é. resistência ao cisalhamento) tanto menor a tensão σ_h e menor o K_o.

No estado líquido Ko = 1 e ν = 0,5. Nos solos o problema da estimativa e da determinação dos valores Ko é complexo e muito importante (empuxos sobre muros de arrimo, valas escoradas etc.): ν depende do processo de formação do depósito, é variável durante tal processo e, por causa das histereses do comportamento, depende do histórico dos estados de tensão e de deformação a que foi sujeito o elemento de solo.

Caso de superfície de terreno em talude i.



Considerando a figura, no plano AB, à profundidade z, as pressões são iguais por se tratar de um semi-espaço infinito. Sendo P o peso do paralelepípedo de solo de altura z, a resultante R deve portanto ter a mesma linha de ação do P, isto é, passando pelo centro da base.

Por uniformidade ao longo dos planos verticais, semelhantes, no maciço semi-infinito, as forças E_e e E_d, que atuam nas faces laterais verticais do elemento, são iguais e seus pontos de aplicação ficam à mesma profundidade z_1.

Tomando momentos em relação ao centro da base, verificamos que, para o equilíbrio estático, E_e e E_d têm que ter a mesma linha de ação, paralela ao talude. Logo concluímos que R = P.

O peso da coluna de solo, de espessura unitária, é:

$$P = b_o z \gamma = (b \cos i)\, z \gamma .$$

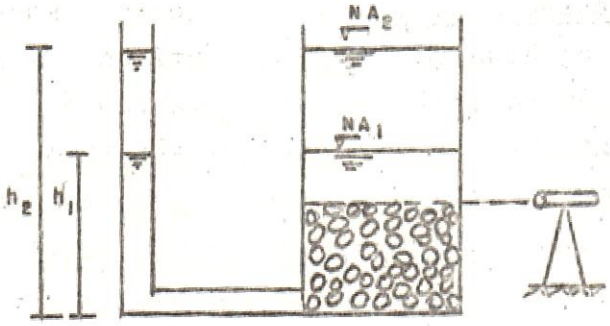
A pressão σ_v será pois:

$$\sigma_v = \frac{P}{b} = \gamma z \cos i .$$

22. Pressão neutra e conceito de pressão efetiva.

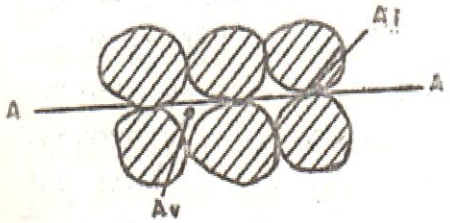
Pressão neutra, u, na Mecânica dos Solos, é, por definição, a pressão (t/m^2) da carga piezométrica da lei de Bernoulli.

Das três componentes de carga hidráulica desta lei (carga cinética $v^2/2g$, carga piezométrica u/γ_w e carga altimétrica z) a que mais influi (indiretamente) em toda a compreensão dos comportamentos dos solos é a piezométrica, chamada pressão neutra; a influência direta no comportamento dos solos é através da pressão efetiva; o conceito de ambas (neutra e efetiva) é muito simplificadamente visualizável através da seguinte experiência.



Coloca-se numa proveta uma certa quantidade de areia submersa e observa-se com aparelho de precisão a posição de algum (ns) grão (s) saliente (s).

Se aumentarmos a altura de água do NA_1 para o NA_2 sem perturbarmos a areia pelo despejo d'água, verifica-se que a areia permanece inalterada, com a mesma espessura, mesmo índice de vazios etc., apesar do acréscimo de pressão $(h_2 - h_1) \cdot \gamma_w$.



$$\sigma_t A_t = u\ A_v + \sigma_i\ A_i$$

Dividindo:

$$\sigma_t = u\ A_v/A_t + \sigma_i\ A_i/A_t$$

Como $A_v \approx A_t$ e podendo-se escrever $\sigma_e = \sigma_i\ A_i/A_t$ $\therefore$ $\boxed{\sigma_t = u + \sigma_e}$

Como a areia não sofreu deformações, concluímos, em vista da obrigatoriedade da relação tensão-deformação, que não houve desenvolvimento de pressões entre os grãos (tensões intergranulares). A pressão aplicada $(h_2 - h_1)\gamma_w$ foi sentida apenas na água intersticial, conforme se verifica pelo piezômetro ligado à proveta.

Se, em contraposição, colocarmos sobre a superfície da areia o mesmo acréscimo de pressão $(NA_2 - NA_1)\gamma_w$ através de um peso sólido (ex. placa metálica), observamos que a areia cede, recalca, comprime. Este acréscimo de pressão transmitiu-se portanto ao arcabouço sólido da areia, provocando nela as deformações previsíveis.

Concluímos portanto pela diferenciação, dentro da mesma pressão total aplicada, entre dois tipos de pressão: uma que é igual à pressão na água intersticial e que não se transmite efetivamente ao arcabouço sólido grão-a-grão e a outra que produz modificações neste arcabouço, se transmite grão-a-grão, comprimindo e deformando o seu arranjo. A primeira é naturalmente chamada pressão neutra: não tem efeito sobre os grãos ou o seu arranjo; atua em todos os sentidos com igual valor (Pascal); o único efeito que poderia ter é o de comprimir volumetricamente os grãos, mas estes são tidos como essencialmente "incompressíveis" perante a ordem de grandeza de tensões que entram em jogo na Mecânica dos Solos. A segunda é, em contraposição, a pressão que tem efeito, a pressão efetiva, que é um tipo de pressão intergranular: atuando grão-a-grão.

A Mecânica dos Solos anterior a Terzaghi havia tentado formular leis de comportamento (tensão-deformação etc) tentando correlacionar basicamente com a pressão total: os dados porém não se encaixavam em relações satisfatórias, causa-efeito. A grande descoberta e formulação de Terzaghi, do conceito de pressão efetiva, permitiu enquadrar satisfatoriamente todos os comportamentos, revolucionando mesmo outros setores da Engenharia Civil (ex. concreto etc.). Provou-se que era necessário excluir da pressão total uma parcela correspondente à pressão neutra, para alcançar um valor de pressão que realmente tinha efeito causal sobre os comportamentos em estudo.

23. Definição de pressão efetiva. Noções sobre a distinção entre pressão efetiva e pressão intergranular.

A pressão intergranular será uma função da diferença entre a pressão total e pressão neutra. Difícil será a determinação da pressão realmente atuante nos contatos "intergranulares", porquanto não se conhecem as áreas desses contatos. A equação fisicamente real para o cálculo da pressão intergranular seria uma equação estática de equivalência de for-

ças neutras, intergranulares e totais:

$$\sigma_t \; A_t = u \cdot A_v + \sigma_i \; A_i \, .$$

Todavia, nada é sabido, quanto à área de contato A_i, embora se possa concluir, por comparação com situações idealizadas, tais como esferas iguais dispostas em estado de máxima porosidade, que a área de contacto A_i é em geral muito inferior à área total A_t. A porcentagem de superfície de contacto intergranular, nos solos intergranulares, é da ordem de 1%. Terzaghi mostrou que, mesmo para as argilas, a área do contacto é realmente pequena. A determinação da pressão intergranular na prática da Mecânica dos Solos seria de interesse principalmente acadêmico, ou quando se examina aspectos locais da quebra de grãos nos contactos etc..

Na prática da Mecânica dos Solos define-se então uma <u>pressão efetiva</u>, de tipo intergranular, pela seguinte relação, que será sempre e rigidamente <u>obedecida como lei</u>:

pressão efetiva = pressão total - pressão neutra

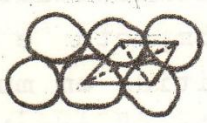
ou

$$\sigma_e = \sigma_t - u \; .$$

Logo, a "lei descritiva" acima permite calcular a pressão σ_e que influi no arcabouço sólido do solo, sem todavia ter a pretensão de representar as pressões realmente atuantes nos pontos de contato das partículas sólidas, e que seriam necessárias ao estudo das propriedades intrínsecas das partículas. Vê-se que a pressão efetiva σ_e de definição está sempre diretamente relacionada com a pressão intergranular σ_i.

24. <u>Estados em que ocorrem as areias. Compacidade relativa.</u>

Distribuição cúbica



Distribuição romboédrica

O estado de compacidade de uma areia é representado pela concentração de grãos num dado volume. A Figura esquematiza os dois estados extremos de disposição dos grãos (supostos idealmente como esferas). As porosidades (n) desses estados extremos

(cúbico-estado de máximo de vazios e romboédrico - estado de mínimo de vazios) são, para uma granulometria absolutamente uniforme :

$n = 47,6\%$ (fofo) e $\simeq 0,90$;
$n = 25,9\%$ (denso) e $\simeq 0,35$.

Da mesma forma, conforme a disposição natural dos grãos de um solo arenoso, podemos alcançar os estados de compacidade máximo e mínimo característico do solo respectivo. Essa variação geralmente está compreendida entre $n = 20\%$ e $n = 50\%$, os solos mais finos dando maior n.
Evidentemente, para saber o estado de compacidade em que ocorre uma areia, não basta saber os respectivos índices n ou ., mas é necessário situar os valores numéricos com relação à escala de variação entre o máximo e o mínimo do solo. É como dar uma temperatura como 50° sem se definir se são °C ou °F.
Portanto definiu-se a Compacidade Relativa das areias:

$$CR = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{mín}} \quad \text{sendo que} \quad 0 < CR < 1 .$$

A idéia parece óbvia mas só tem servido com certa confiança dentro de um mesmo solo arenoso: nada se pode dizer sobre eventuais semelhanças de comportamentos de dois ou mais solos arenosos no mesmo valor de CR. As dificuldades estão sendo muito discutidas modernamente pois o assunto da compacidade das areias perante problemas de liquefação por sismos etc. está em estudo intenso. Verifica-se que:

a) há falta de padronização e muita imprecisão nas determinações de $e_{máx}$. e $e_{mín}$;
b) é difícil extrair amostras indeformadas de areia para a determinação de e (índice de vazios natural);
c) o pior tem sido o fato de que a subordinação hipotética das areias em categorias de compacidade (fofa, pouco compacta, medianamente compacta, compacta e muito compacta) foi arbitrária e erradamente admitida em muitas publicações etc. como associável a uma subdivisão, geralmente linear, da gama de variação da CR em 5 degraus. Assim, por ex., o estado fofo corresponderia a $0 < CR < 0,2$.
Não existe documentação experimental para tais subdivisões adjetivadas; nem elas teriam sentido; nem, se sentido tives

sem, elas seriam lineares (fenômenos geralmente são do"tipo de exaustão", exponenciais).
Adiante veremos que na prática há uma forte preferência por classificação da compacidade das areias através dos ensaios padronizados de resistência à penetração percutida em sondagens, e que mesmo neste particular a tendência anterior de subdivisão por grupos adjetivados está comprovada como sendo errada e nociva (ver Sondagens, SPT etc.). Por outro lado, veremos (ver Resist. ao cisalhamento) que realmente a principal distinção de compacidades dentro de uma areia é em apenas duas categorias: as compactas e as fofas, separadas pelo índice de vazios crítico, que distingue as areias que poderão entrar em liquefação no cisalhamento (as fofas) das que não o poderão de forma nenhuma por expandirem no cisalhamento.
Permanece o interesse de CR dentro de cada depósito de areia essencialmente semelhante.

25. Consistência das argilas. Indicações providas pelo Índice de Consistência.

Convencionou-se classificar a consistência das argilas de acordo com a sua Resistência à Compressão Simples, Rc(t/m^2), segundo uma tabela mnemônica sugerida por Terzaghi-Peck.

Muito mole	$Rc < 2,5\ t/m^2$
Mole	$2,5 < Rc < 5$
Média	$5 < Rc < 10$
Rija	$10 < Rc < 20$
Muito rija	$20 < Rc < 40$
Dura	$Rc > 40\ t/m^2$

Assim, sempre que a adjetivação for empregada, deve-se presupor que ensaios de compressão simples sobre amostras de tipo indeformado, extraídas em shelby de 2" de diâmetro (ver amostragem indeformada, Sondagens), dariam uma resistência enquadrada dentro dos limites descritos.
Existem observações típicas de campo (ex: identificação com o dedo etc., facilidade de escavação a pá e picareta etc.) e mesmo o emprego de penetrômetro de bolso para permitir aquilatar a consistência das argilas.
Relembrando a importância da Estrutura e Sensibilidade, é óbvio que o ensaio ou a observação deve ser sobre corpo de pro

va "indeformado", ou haverá necessidade de fazer ajustes mentais.

Lembrando que a resistência da argila depende muito da umidade, uma idéia corrente há 30 anos (e que persiste a despeito de críticas) foi a de se classificar a consistência da argila através do

Índice de Consistência $IC = \frac{LL - w}{LL - LP}$,

que situaria a umidade natural w da argila na escala de variação mais significativa para a Mecânica dos Solos, convencional, sedimentar, que é entre o LL e o LP. O conceito é semelhante ao da compacidade relativa CR.

Só em determinado depósito de argila, de Sensibilidade uniforme (e preferivelmente baixa) é que o IC pode ter alguma utilidade. Na discussão de uma argila em comparação com outras, a consistência (resistência) é função de no mínimo 2 (dois) parâmetros extremamente importantes, (w,S), e portanto o IC perde qualquer sentido e só pode ser nocivo. Também nunca se documentou (nem se poderia) a justificativa para qualquer das tabelas, constantes de publicações diversas, pelas quais os estados adjetivados de consistência das argilas (muito mole a dura) seriam associados a determinados degraus de variação do IC. (ex.: muito mole seria $0 < IC < 0,2$?).

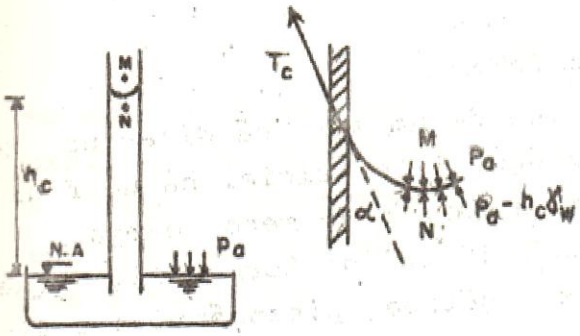
Já mencionamos que existem argilas moles, muito sensíveis, com $w > LL$ e portanto com IC negativo.

26. Água nos solos. Capilaridade.

Capilaridade é a propriedade pela qual a água alcança, em tubos de pequeno diâmetro de material hidrofílico (vidro, quartzo etc. etc.), uma cota superior à do "nível freático".

Ascenção capilar depende diretamente da propriedade de tensão superficial: no contato entre água e uma superfície limpa de vidro a atração hidrofílica estabelece logo o menisco côncavo para cima e em caso de grande atração o menisco tende a ser uma semi-esfera, as forças T de tensão superficial sendo verticais, tangentes à parede.

Devido à tensão superficial a coluna d'água sobe a uma altura h_c (altura capilar) que é facilmente estabelecida pelo equilíbrio da coluna. Em caso genérico a superfície do líquido encontra o tubo capilar segundo o ângulo α.



$$\pi R^2 hc \gamma_w = 2 \pi R Tc \cos\alpha$$

$$\therefore hc = \frac{2 Tc \cos\alpha}{\gamma_w R}$$

Para água pura em contacto com vidro

bem limpo $\alpha = 0$ $\therefore$ $hc = \dfrac{2 Tc}{\gamma_w R}$.

A água da coluna está sujeita a uma tensão de tração (u negativo, pois adotamos por convenção u = o para o nível freático, i.é, pressão atmosférica). A mesma conclusão pode ser demonstrada - por comparação das pressões dentro e fora do "balão" distendido a que corresponde a membrana do menisco.

Ora, como primeira conclusão importante vemos que nos solos na "zona capilar" (acima do N.A. até o hc) a pressão neutra é negativa. Segundo, vê-se que a tensão capilar é inversamente proporcional ao diâmetro do tubo capilar e portanto será muito maior nas argilas do que nos siltes e areias.

Conclui-se também que devido à tração na água as paredes do tubo capilar estão sujeitas a compressão.

De outra forma, pode-se dizer que, como $\sigma_e = \sigma_t - u$, quando um solo está sujeito à tensão capilar a pressão efetiva aumenta.

É esta pressão efetiva de capilaridade que provoca a contração no secamento (argilas) e provoca a impressão de coesão ("coesão fictícia") nas areias úmidas (tanto maior quanto mais fina a areia). A resistência ao cisalhamento da areia é $s = \sigma_e \operatorname{tg} \varphi$ (ver capítulo sobre resistência) e portanto é nula à superfície do terreno onde $\sigma_e = 0$ se estiver seco ou submerso. Porém, se a areia tiver umidade capilar, σ_e à superfície passa a ter valor significativo.

27. Movimento d'água através dos solos

Sempre que entre dois elementos de um solo há diferença de cargas totais hidráulicas da água intersticial há um fluxo da água do ponto de maior carga para o de menor carga. A carga total disponível é dada pela lei de Bernoulli, que corresponde à soma das cargas cinética, piezométrica e altimétrica:

$$H = \frac{v_p^2}{2g} + \frac{u}{\gamma_w} + z$$

Nos solos a carga cinética $v_p^2/2g$ representa um valor absolutamente desprezível perante as outras cargas, de vez que a velocidade d'água v_p, velocidade de percolação através dos interstícios, é muito pequena.

Uma conclusão importante que deriva do fato de ser "nula" a carga cinética nos solos é que a totalidade de carga disponível para o fluxo [diferença de carga $(u_1/\gamma_w + h_1) - (u_2/\gamma_w + h_2)$] é sempre dissipada no atravessar o solo: as cargas altimétricas são sempre relativas e assim o valor de h_2 é convenientemente considerado como o nível de referência zero; e sabemos que no contacto com a atmosfera (na saída da linha de fluxo) a pressão neutra u_2 é também zero.

28. Permeabilidade. Coeficiente de permeabilidade da lei de Darcy. Velocidade de descarga.

Denomina-se permeabilidade a propriedade dos solos que indica a maior ou menor facilidade que os solos oferecem à passagem da água através dos seus vazios.

No aparelho esquematizado na figura abaixo a vazão d'água Q que percola através do solo é dada pela lei de Darcy, que foi estabelecida experimentalmente para o fluxo lamelar, válido na grande maioria dos casos de fluxo através dos solos.

$$Q = k\, i\, A,$$

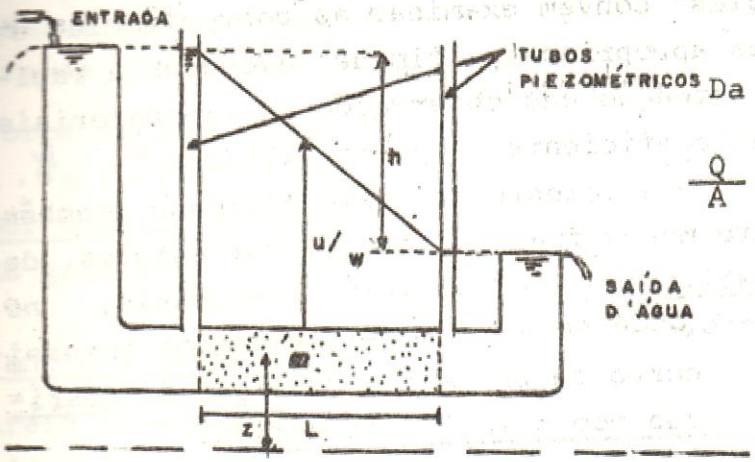
onde $Q = cm^3/seg$ ou vol/tempo ;

k - "constante" para cada corpo de prova, denominada coeficiente de permeabilidade;

i - gradiente hidráulico;

$$i = \frac{h}{L} = \frac{\text{perda de carga } h}{\text{distância percorrida } L};$$

A - área da secção transversal total do corpo de prova.

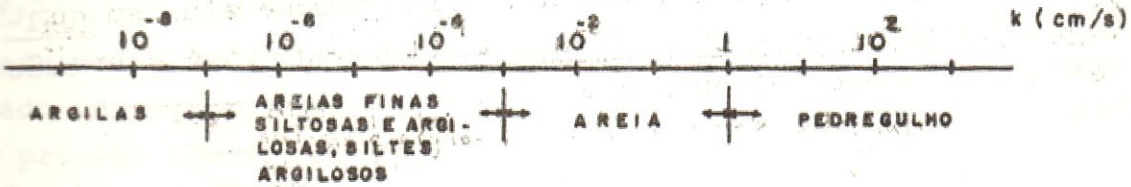


Da lei de Darcy tem-se:

$$\frac{Q}{A} = v = k \cdot i,$$

onde v é denominada velocidade de descarga d'água. Logo, o coeficiente de permeabilidade tem dimensões de uma velocidade (geralmente expressa em cm/seg) e representa a <u>velocidade de descarga de um fluxo d'água sob um gradiente hidráulico unitário</u>.

Uma escala aproximada dos coeficientes de permeabilidade dos solos, em primeiro grau de aproximação, é:



Para efeito de comparação, um concreto bem dosado e vibrado, sem fissuras, tem coeficiente de permeabilidade da ordem de 10^{-12} cm/seg, não diferindo muito de uma argila muito plástica (bentonita ou montmorilonita).

29. <u>Permeâmetros</u>.

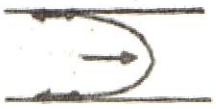
A determinação do coeficiente de permeabilidade dos solos em laboratório é feita principalmente através de: permeâmetro de carga constante nos solos mais permeáveis ou nos casos em que se podem obter vazões mensuráveis (por pesagem); permeâmetro de carga variável nos solos de permeabilidade muito baixa. Neste segundo caso usa-se uma coluna d'água de seção muito menor do que a do corpo de prova e determina-se a queda

do nível d'água da coluna a intervalos sucessivos de tempo. A dedução da fórmula é direta, por integração, após ter-se equacionado o volume d'água percolado em tempo dt com o volume representado, na coluna d'água, pela queda de nível dh.

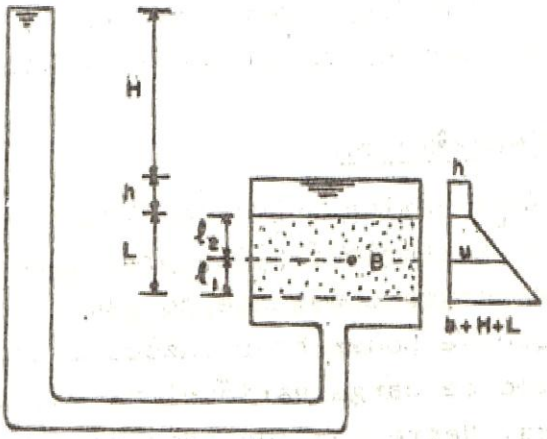
Em ambas as "fórmulas" convém examinar as conveniências de adoção de dimensões apropriadas, a fim de favorecer a rapidez e precisão da obtenção das observações laboratoriais para os cálculos de coeficiente de permeabilidade.
Cabe mencionar que o coeficiente de permeabilidade também é determinado (muito menos frequentemente) por ensaios de capilaridade-permeabilidade e, com muita frequência, no ensaio de adensamento, onde se determina, em estágios sucessivos de compressão do corpo de prova, a variação do coeficiente de permeabilidade com o índice de vazios.

30. Pressão de percolação.

Onde existe água em movimento existe perda de carga e, concomitantemente, a transferência de uma força no sentido da percolação, função do atrito viscoso entre o líquido em movimento e as partículas.
Essa pressão de percolação é uma pressão efetiva (embora devida à diferença de carga hidráulica — e assim talvez devida a pressões neutras): é importantíssima porque atua em qualquer direção, conforme a percolação, enquanto que a pressão efetiva de peso de terra é vertical.



Para estabelecer facilmente a magnitude da pressão de percolação podemos utilizar o caso de fluxo ascencional (ex. permeâmetro).
No ponto B, à prof. ℓ_2, determina-se, por um lado, a pressão efetiva através de $\sigma_e = \sigma_t - u$ do diagrama à direita, pois que a perda de carga é linear através do corpo de prova.



Também, por outro lado, sabemos que a pressão efetiva no mesmo ponto é igual à pressão efetiva de submersão, como pressão ↓, menos a pressão efetiva de percolação que atuou no volume de solo acima do ponto B, como pressão ↑.

Assim, equacionando as duas formas de calcular σ_e, demonstra-se que a pressão de percolação = $i\,\ell_2\,\gamma_w$.

Força de percolação que atua no vol. de solo ($\ell_2 \times A$) será $i \cdot \gamma_w (\ell_2 A)$: força de percolação é portanto dada por $i \cdot \gamma_w$ por unidade de volume do solo no qual atua a perda de carga de gradiente i. (Obs.: $i = \text{grad}\, H = \frac{\partial H}{\partial x}\vec{i} + \frac{\partial H}{\partial y}\vec{j} + \frac{\partial H}{\partial z}\vec{k}$)

31. Fenômeno de areia movediça.

Areia movediça é areia que não oferece suporte a corpos sólidos (pesados). Veremos em fundações etc. que:
capacidade de suporte = f (resistência ao cisalhamento do solo).
Ora, nas areias $s = \sigma_e \, tg\, \varphi$.
Portanto, não existe capacidade de suporte quando $\sigma_e = 0$, pois $\varphi \neq 0$.

Assim, em areias, quando um fluxo ascencional provoca uma pressão de percolação ↑ que anula a pressão efetiva de submersão ↓, teremos a condição de areia movediça.

Para maior facilidade, o equilíbrio estático pode ser calculado (na Fig. supra) para o fundo do corpo de prova, pois se a pressão efetiva no fundo é nula ela só pode ser nula também no interior do solo, em pontos acima.

$$A\left[\gamma_w (H + h + L) - h\,\gamma_w - L\,\gamma_{sat}\right] = 0$$

$$\gamma_w (L + H) - \gamma_{sat}\, L = 0$$

$$H \cdot \gamma_w - L\,(\gamma_{sat} - \gamma_w) = 0$$

$$\therefore \quad H/L = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_w}$$

O gradiente H/L quando a areia chega ao estado de movediça ($\sigma_e = 0$) é chamado gradiente crítico; vemos que o seu valor é dado por:

$\frac{\gamma_s + e}{1 + e} = 1$. Para areias comuns, em que $\gamma_{sat} \approx 2\ t/m^2$, temos:

$i_{crít} \approx 1$.

Qualquer solo de equação de resistência $s = \sigma_e \cdot tg\varphi$ pode dar condições movediças: independe da granulometria, apenas sendo mais difícil provocar "pedregulho movediço" por causa da vazão maior a prover ($q = k\ i\ A$; iA sendo o mesmo, a vazão aumenta com a permeabilidade).

Em solos coesivos cuja equação de resistência seja $s = c + \sigma_e\ tg\varphi$, mesmo quando $\sigma_e = 0$ ainda teremos a capacidade de suporte em função da coesão c.

32. <u>Fluxo lamelar. Velocidade de percolação. Curva de distribuição de vazios.</u>

A Lei de Darcy só é válida para fluxo laminar, em que a velocidade é proporcional ao gradiente. Sabemos, por exemplo, que a perda de carga em tubulações hidráulicas é dada como $\Delta h = f\ \frac{\ell}{d}\ v^2/2g$

$\therefore\ \frac{\Delta h}{\ell} = i = \alpha v^2$ para o caso de fluxo turbulento. De acordo com Reynolds, o fluxo laminar só ocorre para velocidades inferiores a V_c (aprox.), sendo V_c a velocidade de percolação que corresponde ao nº de Reynolds da ordem de 2000 = $= \frac{V_c\ D \cdot \gamma_w}{\mu g}$.

O fluxo laminar nos solos é constatado garantidamente em solos de partículas inferiores a cerca de 0,5 mm.

Nas areias grossas, pedregulhos e particularmente nos enrocamentos o fluxo é turbulento. Wilkins (Austrália, 1956) comprovou que em pedras de formas e tamanhos diversos $V = \alpha i^{0,54}$; aproximadamente $V = \alpha i^{0,5}$.

Para tais cálculos é necessário conhecer a <u>velocidade de percolação</u>, que é óbviamente distinta da <u>velocidade de descarga</u> da lei de Darcy, embora ligada a ela pela <u>equação de continuidade</u>. A velocidade de percolação varia de dx em dx ao longo do trajeto. $V\ A = V_p \cdot A_v$.

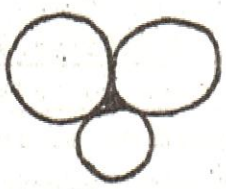
Tem sido admitido automaticamente que $A_v = nA$, sendo <u>n</u> a porosidade; parece-me porém que, como a porosidade é definida em função de volumes $V_v = nV$, deveríamos mais corretamente

admitir

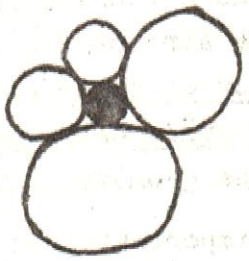
$Ac \approx n^{2/3}$. A, resultando assim $Vp \approx V/n^{2/3}$.

Um aspecto muito promissor para estes e outros estudos afins, é a determinação da curva de distribuição de diâmetros de vazios (Araken Silveira e equipe, EESC). Desenvolveram-se programas de computação para determinação probabilística da distribuição do vazio tangente (vazio formado pelo círculo tangente) e de vazio equivalente (vazio formado pelo círculo com área equivalente à área contida entre as esferas tangentes); tudo para os casos:

Compacto



Fofo



(combinação de três grãos)

(três esferas com centro em um plano, e a quarta com centro no citado plano, ou constituindo uma projeção, no referido plano, de uma esfera que tenha o mesmo efeito, com relação a este plano, da esfera verdadeira).

Em recente trabalho, por exemplo, Thales Peixoto Jr. mostra que muito melhor do que uma correlação tipo Hazen, para k em função de diâmetros de grãos, ex. $k \approx 100\ De^2$, funcionam correlações de k em função de $\bar{d}_{10}$, em que $\bar{d}_{10}$ é o diâmetro de vazios equivalente tal que apenas 10% dos vazios terão diâmetro menor.

33. Filtros de proteção.

Bertram-Terzaghi estabeleceram especificações para um material servir de "filtro", isto é, dar grande facilidade à saída d'água, porém sem permitir o carreamento das partículas sólidas.

Por um lado queremos que o material de filtro seja bem mais permeável do que o material a ser protegido. Portanto, D_{15} (filtro) $> 5\ D_{15}$ (fundação). A permeabilidade do filtro será assim da ordem de 25 vezes a permeabilidade da fundação (ex. Hazen $k = \alpha De^2 \cong \alpha D15^2$).

Por outro lado, para evitar fuga de material, é preciso conter os grãos grossos da fundação (os grãos grossos da fundação contêm os respectivos grãos finos, por autofiltração); empiricamente viu-se que D_{15}(filtro) $< 4\ D_{85}$ (fundação).

Tais critérios empíricos poderão ser grandemente melhorados através de estudos das curvas de distribuição de vazios de filtro, para comparar com a curva de distribuição de grãos da fundação, verificando assim se há impossibilidade geométrica de deslocamento. (Araken Silveira).

É importante verificar se a curva de distribuição de grãos de cada solo é contínua, para ser auto-filtrante.

34. Fatores que influem no coeficiente de permeabilidade.

O principal fator é o tipo de solo (solos plásticos muito menos permeáveis do que os arenosos), estando porém contido neste fator o próprio fator de diâmetro de grão. Observa-se que uma relação $k = \alpha De^2$ não foge muito de fornecer um primeiro grau de aproximação de k em qualquer solo;

ex.: admitindo para argila De $\ll$ 0,002 mm $\approx$ 0,0002 mm = 2 x x 10^{-5} cm, por fórmula de Hazen de areias uniformes teríamos:

$$k \approx 100\ De^2 \approx 4 \times 10^{-8}\ cm/seg.$$

Outro fator importante, em cada solo, é o índice de vazios (compacidade ou consistência): nas areias tem sido estabelecido teórico-empiricamente $k \propto \frac{e^3}{1+e} \approx \alpha e^2$;

em argilas e = f (log k) tem sido repetidamente observado.

Influência do arranjo das partículas e da estrutura das argilas; k ind. $\gg$ k amolgado ;

k horiz. $>$ k vert. (tanto em sedimentos como em aterros compactados).

35. Requisitos mínimos a serem providos por sondagem:

a) determinação dos tipos de solo correspondentes a cada profundidade ao longo de toda a perfuração;
b) determinação das condições de compacidade ou consistência em que ocorrem;
c) determinação da espessura das camadas e da orientação dos planos que as separam;
d) informações sobre o lençol freático, bem como sobre lençóis artesianos ou empoleirados.

Retirada de amostras com granulometria inadulterada; cravação de amostrador para indicações da resistência à penetração; processo de perfuração e de revestimento do furo bem programado para observar a condição de ocorrência de água. Mínimo admissível como sondagem é a de "simples reconhecimento "; técnica conjugada perfuração - amostragem robusta - avaliação da resistência.

Processos diversos de auscultação do subsolo servem para finalidades parciais, permitindo baratear conjunto global de investigação, mas nunca podem atender sem correlacionamento com a sondagem mínima.
Ex.: geofísica (resistividade, sísmica, gravimétrica, magnética...); *furos a trado; furos por lavagem; cravação* de barramina.

36. Sondagem de reconhecimento: Standard Penetration Test SPT.

Absolutamente distintas as componentes → perfuração / → amostragem

Perfuração - trado cavadeira; trado espiral; lavagem. Tubo de revestimento basicamente para manter furo aberto. Importante para interpretar água do subsolo será registrar cotas em que estava o fundo do revestimento enquanto eram amostradas as amostras de cada trecho da sondagem. Lavagem para rapidez de perfuração só lícita abaixo do N.A.. Importante evitar fluxo ascencional no furo, especialmente em areias (ex.: retirada enérgica da composição de hastes cria sucção).

De metro em metro, cravação do amostrador padrão Terzaghi-Peck para registro do nº de golpes, de energia aplicada padrão, necessários para provocar penetração de 30cm do amostrador, após penetração inicial de 15cm (SPT).

Interpretação do SPT.

Tem sido rotineiramente admitido, sem qualquer base real de teoria ou de demonstração experimental, que em função do valor SPT se podem classificar os solos diretamente segundo tabelas de compacidades e de consistências.

O que se demonstra é que:

(a) mesmo que a energia aplicada pelo impacto seja constante, por causa do aumento do comprimento e peso das hastes a energia transmitida ao amostrador em penetração indiscutivelmente varia com a profundidade. Assim, por exemplo, 5 golpes a 6m de profundidade não podem significar a mesma coisa que 5 golpes a 20m de profundidade.

Portanto, nenhuma tabela teria sentido pois a condição de um solo de $3 < SPT < 6$ a 6 m de profundidade não seria semelhante à do mesmo solo a 20 m de profundidade. Além do mais, o número de golpes SPT registrado ao longo do perfil constitui uma caracterização numérica muito melhor do que qualquer adjetivação.

(b) SPT fornece diretamente uma indicação da resistência ao cisalhamento do solo (equação de trabalho). Assim, nas argilas em que $s = c$ (c = coesão) teríamos uma indicação de $c = f$ (SPT). Acontece porém que as paredes espessas do amostrador amolgam (parcialmente) a argila: assim, interfere significativamente a sensibilidade S da argila. Por exemplo, 3 golpes SPT na argila pouco sensível de São Paulo significa uma argila mole, mas na argila muito sensível de Santos pode correlacionar-se com uma consistência "rija" ($10 < Rc < 20$ t/m2).

Enquanto isso, nas areias puras, em que $s = \sigma_e \cdot tg\varphi$, obviamente SPT = $f(\sigma_e, \varphi)$. Portanto, numa areia absolutamente uniforme de φ constante deveria haver um aumento de SPT com σ_e (portanto com Z). Ensaios do U.S. Bureau of Reclamation (1952 a 1956) demonstraram positivamente o efeito de σ_e no SPT. Ainda persiste, porém, a prática errada, estabelecida anteriormente, de ignorar o efeito duplo de Z (na energia transmitida e no σ_e).

Nos solos genéricos, $s = c + \sigma_e \, tg\varphi$, haveria necessidade de dois amostradores para, através de duas equações simultâneas, tentar extrair as duas incógnitas (c, φ).

Resumo: a situação atual é lamentavelmente errada. Verdadeiros especialistas extraem conclusões satisfatórias "a sentimento" em função de experiência. Todas as prescrições ou receitas publicadas são conceitualmente erradas e experimentalmente infundadas. Única saída realística será estabelecer correlações estatísticas locais para cada solo. Para 1º grau de aproximação o número de dados necessários não é grande (≈ 15 a 20).

37. Programação

Deve realmente ser orientada por critério geológico. Admitindo geologia sedimentar sem descontinuidade, parte-se para o critério geométrico. A atual Norma Brasileira segue exclusivamente o critério geométrico.

O número de sondagens e as profundidades que elas deverão alcançar deverão ser tais que resolvam técnica e economicamente o problema geotécnico em estudo. Distinção entre edifícios, pontes, barragens, e estradas, canais, ga-

lerias. Exame iterativo durante a própria execução das sondagens.

Resumo das indicações atuais da Norma Brasileira.

Número de sondagens. Mínimo de 3 (três pontos para estabelecer planos). Para estruturas de pequeno porte, aceita 2.

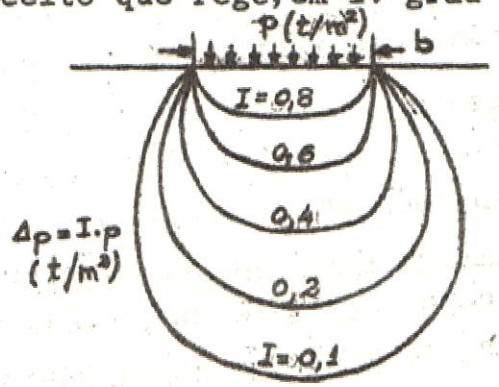
A seguir, de acordo com área carregada:

$200 < A < 1200\ m^2$: 1 sondagem adicional a cada $200\ m^2$
$1200 < A < 2400\ m^2$: 1 sondagem adicional a cada $400\ m^2$
$A > 2400\ m^2$: a critério.

Realmente implícita a experiência inicial de São Paulo e Rio de Janeiro, sugerindo evitar distâncias médias entre sondagens maiores do que 15 a 20 m. Depende de variabilidade geológica (ex.: casos da R. Líbero Badaró, Praça 14 Bis).

Disposição em planta. Bem cobrir a área carregada, evitando extrapolações no traçado da secção do subsolo.

Profundidade mínima. O conceito que rege, em 1º grau de decisão, é o do bulbo de pressão, que subentende o volume do solo (semi-espaço infinito) que recebe acréscimo de pressão igual ou superior a 10% da pressão aplicada à superfície.



Normas de várias cidades do mundo mandam $Z \not< 1{,}5\ b$; b = largura (menor dimensão) da área carregada.

Norma Brasileira (± 1953) evoluiu um tanto, reconhecendo que indiscutivelmente é necessário investigar mais fundo para um edifício mais pesado do que para um edifício leve. Assim, recomenda $Z \not< C \cdot b$ e indica:

p (t/m²)	<10	10 - 15	15 - 20	>20
C	1,0	1,5	2,0	a critério

Realmente veremos que a largura da área carregada também deve influir significativamente no C, para que cheguemos a um mesmo valor relativo de $\Delta p/(\sigma_e)$inicial.

Processo iterativo de decisão quanto à profundidade a sondar impõe exceções diversas, algumas classicamente importantes;

ex.: (1) no caso de <u>fundações profundas</u>, em que cota se supõe aplicada a pressão p, para daí medir a profundidade Z?

(2) no caso de camadas de argila sujeitas a compressão (adensamento), necessidade de atravessar a camada para conhecer a sua espessura.

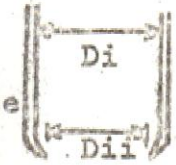
38. <u>Noções sobre amostragem indeformada.</u>

Amostras "indeformadas" em sondagem, diâm. > 3".
Amostras de tipo indeformado, diâm. ≈ 2".

Cravação do amostrador por esforço estático.
Amostrador de parede fina (Shelby), com Relação de Áreas (Área Ratio) $\lesssim$ 10% $= \frac{Ae - Ai}{Ai}$ (boa amostra: AR $\lesssim$ 5%).

Porcentagem de recuperação $= \frac{\text{comp. de amostra}}{\text{penetração do amostrador}} =$
$= (100 \pm 5)\%$

Em amostrador sem pistão, necessário ajustar a tolerância do corte na entrada (inside clearance) para equilibrar atrito lateral com tendência à expansão por alívio de pressão.

Comumente recomenda-se 

tolerância $\frac{Di-Dii}{Di} \approx 1\%$

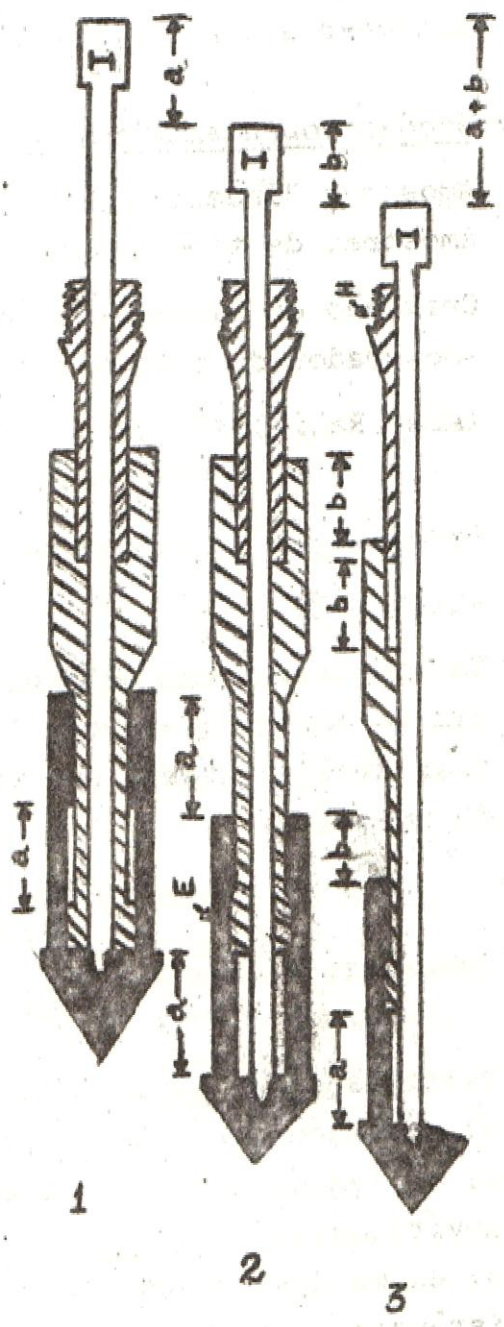
Verificação do grau de "indeformação" da amostra:
(a) cortando e secando parcialmente para diferenciar cores de lentes de argila e de silte e areia (ex.: argilas varvíticas);
(b) exame das curvas tensão-deformação, de ensaios de resistência, e de curvas e vs. log. p, de ensaios de adensamento.

39. Ensaio de penetração estática EPE.

Melhora imenso a determinação da resistência à penetração, porém com grave prejuízo de não amostrar: só pode ser usado complementarmente, admitindo o conhecimento da seção do subsolo. O ensaio permite determinar separadamente a resistência de ponta Rp (de penetração de um cone) e a resistência de atrito; em equipamentos antigos só se media o Atrito total ao longo das hastes, mas há ± 12 anos se demonstrou que este resultado tem pouco interesse, enquanto que o que realmente interessa é a medida do Atrito Local AL junto à ponta.

Na primeira posição (1) desce o conjunto (junto) para se chegar à cota em que se pretende fazer separadamente as medidas de Rp e de AL.

Na posição (2), empurrando a haste interna I a ponta avança uma distância (a), medindo-se Rp (kg/cm^2); ao final do percurso (a) engata a posição E. Continuando a empurrar por uma distância adicional (b), durante o percurso (b) mede-se (RP + AL). Finalmente empurra-se a haste externa H até voltar à posição tipo (1).



40. Observações quanto ao N.A..

É indispensável parar a perfuração ao chegar a detectar a presença de água livre, para obter indicações mínimas sobre o estado de pressão da água (N.A. etc.) bem como sobre a permeabilidade do terreno.

O "tempo de recuperação" do lençol freático num furo depende do coeficiente de permeabilidade, diâm. do furo etc.. As firmas de sondagem devem indicar a que profundidade foi levado o revestimento em etapas sucessivas de perfuração e nas diversas ocasiões de registro do nível d'água. Quando se pretende fazer observações sobre a pressão da água a mais de uma profundidade é indispensável embutir o fundo de revestimento em camada de argila para isolar efeitos superiores. Para isolar o caminho fortemente preferencial de fluxo ao longo da parede externa do tubo, no mínimo convém jogar argila próximo do LP no fundo do furo e cravar o revestimento para embutir neste tampão artificial.

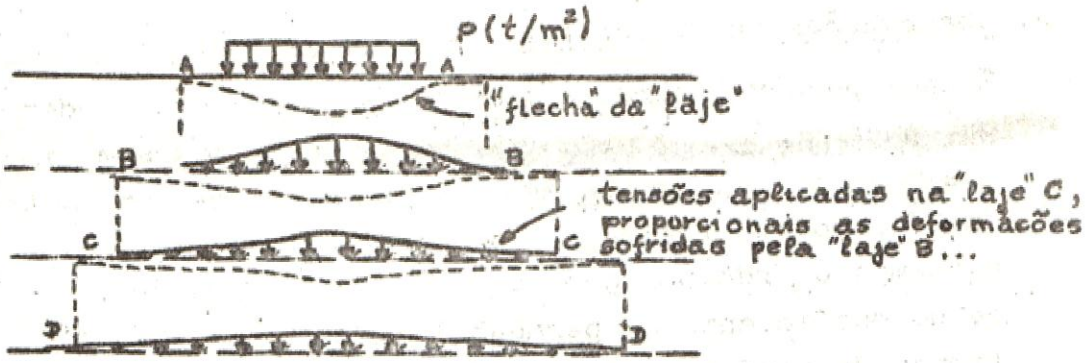
Adiante veremos (rede de percolação) que a ocorrência de vários níveis d'água num furo à medida que aprofunda (furo estando revestido até profundidades correspondentes) revela rede geohidrológica de condições hidrodinâmicas.

Tensões transmitidas a elementos de solo no terreno por cargas externas aplicadas (devidas a obras etc.).

---

41. Propagação das Tensões nos Solos

Se aplicarmos uma pressão uniformemente distribuída numa área limitada, na superfície de um terreno de dimensões mais extensas do que aquelas da área carregada, podemos a grosso modo visualizar a propagação das tensões através do terreno supondo-o subdividido em inúmeras lamelas, conforme esquematizado na figura abaixo.



A lamela BB recebe na sua superfície superior a pressão aplicada; sofre uma deformação em área um tanto maior do que a de carregamento e, pela deformação sofrida, aplica uma certa pressão na superfície da lamela CC. A lamela CC recebe, portanto, uma pressão inferior à pressão aplicada na superfície superior da lamela BB e, por sua vez, repete o processo de transmissão de uma pressão menor, distribuída em área maior, à lamela DD. Assim se propagam as pressões através do terreno de apoio, sendo a carga total aplicada distribuída em cada plano horizontal em área progressivamente maior com a profundidade.

As tensões transmitidas a elementos de solo situados no interior do terreno de fundação são calculadas a partir de fórmulas deduzidas por intermédio da teoria da elasticidade.

Os postulados principais implícitos nessa teoria abrangem o conceito de comportamento elástico e as hipóteses de um material homogêneo de extensão infinita (constituindo um semi-espaço infinito).

42. Considerações sobre as Hipóteses da Teoria da Elasticidade.

Analisemos separadamente cada uma das três hipótese acima:

a) o conceito de elasticidade abrange unicamente a proporcionalidade entre as tensões e deformações consequentes. Como consequência, tem-se o princípio da superposição de forças e tensões.

Dizia Terzaghi("Theoretical Soil Mechanics", 1946) que quando o coeficiente de segurança com relação à rutura fosse $\gtrsim$ 3 poderiam ser aceitas as hipóteses da Lei de Hooke nos solos. Na verdade, estudos mais recentes mostram que a linearidade tensão-deformação chega, na maioria dos solos, até CS $\approx$ 1,5 ; e, mesmo para cálculos de Δ p em curva tensão-deformação, sabemos que toda curva pode ser assemelhada a somatória de pequenas retas; portanto, quando Δ p/pi é pequeno, não há erro significativo em só empregar cálculos baseados na teoria de elasticidade.

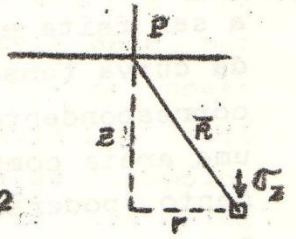
b) a hipótese de homogeneidade implícita na teoria da elasticidade foge da realidade em muitos casos, mas não porque o subsolo seja constituído por camadas nitidamente distintas (argilas, areias, siltes etc.). A principal consideração a ser feita em relação à heterogeneidade refere-se à forma da curva tensão-deformação e ao módulo de deformabilidade correspondente. Assim, uma argila de consistência rija e uma areia compacta, possuindo a mesma resistência ao cisalhamento, poderão constituir solos essencialmente semelhantes, porquanto ambos os solos são quase "elásticos" até próximo do ponto de rutura, que é alcançado, quando os solos são indeformados, com baixa deformação específica (da ordem de 1 a 3%).

A principal objeção que se levanta à hipótese de homogeneidade é que nos solos arenosos constituindo um subsolo homogêneo (por classificação e compacidade) a resistência s = σ_e . tg φ aumenta linearmente com a profundidade. O mesmo acontece nas argilas normalmente adensadas. Em ambos os casos há assim uma tendência inescapável de que o E aumente linearmente com a profundidade. Apenas nas argilas fortemente preadensadas, em que seria lícito admitir s $\approx$ c (coesão) $\approx$ constante com profundidade (depende muito do trecho de tensões em que estamos, como veremos nos assuntos de adensamento e de resistência ao cisalhamento), é que teria sido lícito admitir o E $\approx$ constante. Já existem estudos para verificar tal efeito; ex.: Gibson "Some results concerning displacements and stresses in a non-homogeneous elastic half-space", Geotechnique 1967, nº 1, p.58.

c) a teoria requer que o terreno seja homogêneo em extensa área e até em grande profundidade. Esta condição pode ser considerada válida no caso de terreno de conformação essencialmente uniforme por distâncias da ordem de algumas vezes a dimensão menor da área carregada. Casos especiais já foram e continuam sendo desenvolvidos para situações em que um substrato ou outra descontinuidade rígida é matematicamente introduzida com condições aos limites de deformabilidade nula etc. (ex.: Poulos, "Stresses and displacementes in an elastic layer underlain by a rough rigid base", Geotechnique 1967, Nr 4, p.378).

43. Principais casos disponíveis para cálculos.

(1) Boussinesq, carga puntiforme à superfície, maciço homogêneo e isotrópico:

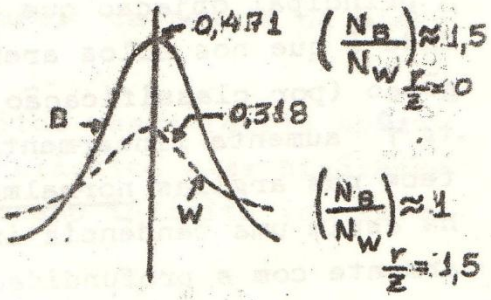


$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{R^5}$$

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \left[1 + (r/z)^2\right]^{-5/2}$$

(2) Westergaard, caso análogo em subsolo com anisotropia idealizada não admitindo distensão no sentido horizontal (procurando representar argilas varvíticas):

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi z^2} \left[1 + 2\,(r/z)^2\right]^{-3/2}$$



Em ambos os casos temos

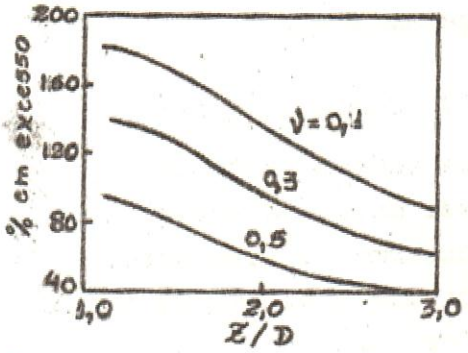
$$\sigma_z = f\left[\frac{P}{z^2}, \left(\frac{r}{z}\right)^2\right],$$ que dá diagramas em forma de sino.

Fácil compreender que o material tipo Westergaard atenua as pressões transmitidas diretamente sob a carga, aumentando-as em compensação para os bordos. (A uma distância $r/z \approx 1,5$ as duas dão aproximadamente o mesmo valor).

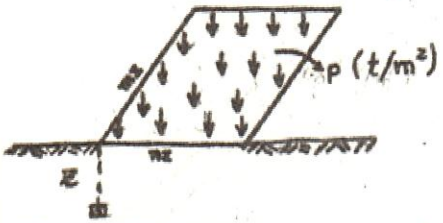
(3) Mindlin, carga puntiforme em maciço tipo Boussinesq, carga aplicada a certa profundidade no interior do maciço (estacas). Três casos considerados (Geddes, Geotechnique Sept. 1966, vol XVI nº 3, p. 231) incluem (a) carga P aplicada a uma profundidade D, (b) atrito lateral uniforme acumu-

lando na prof. D o valor total de carga, (c) atrito lateral variando linearmente com profundidade e acumulando o mesmo total P.

Os resultados dependem do coeficiente de Poisson. De um modo geral as tensões sob a carga são significativamente reduzidas em comparação com o caso Boussinesq (havendo em contraposição a compensação de tensões um tanto maiores a maiores distâncias radiais, como no maciço Westergaard). As % de "estimativa em excesso" são aproximadamente como figurado ao lado, considerando a tensão vertical diretamente sob a carga, em comparação com o caso Boussinesq.



(4) Pressão uniforme sobre área retangular de lados mz e nz. Integração de Newmark, maciço Boussinesq.



σ_z = Ip, sendo I = f (m , n). Integração só conseguida para pontos abaixo de um canto da área carregada e I lim. (para m=n= =grande) = 0,25.

Necessidade de compor área desejada em função de somatórias de áreas, todas com canto na vertical acima do ponto de interesse.

(5) Integração semelhante, por Westergaard, para o maciço tipo Westergaard (varvítico idealizado).

(6) Integração de Love para pressão sob o centro de área circular uniformemente carregada, maciço Boussinesq.

$$\sigma_z = \left\{ 1 - \frac{1}{\left[1 + (R/z)^2\right]^{3/2}} \right\} p = Ip$$

É fácil calcular os valores de R/Z para os quais teremos I = 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; e assim por diante.

Assim a área anular situada entre dois desses valores (exemplo, entre R/Z de I = 0,4 e o R/Z do I = 0,3) contribuirá com exatamente o ΔI = 0,4 - 0,3 = 0,1. Portanto, se dividirmos essa área anular por 100 raios, obteremos 100 "quadradinhos",

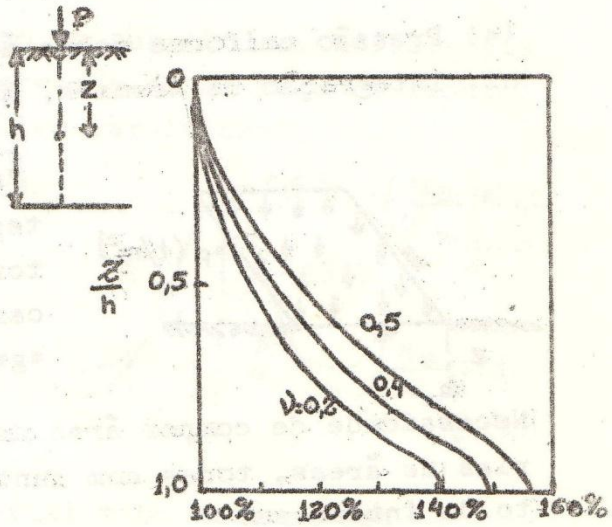
cada um dos quais contribui com uma influência de 0,001. Assim se resume a elaboração dos "ábacos de quadradinhos" para cálculo das pressões transmitidas por áreas irregulares ou várias sapatas etc...

(7) Casos especiais.

De tempos em tempos aparecem publicações apresentando novas deduções matemáticas, para casos diversos, e particularmente para apreciação das magnitudes dos erros associados a hipóteses ideais anteriores.

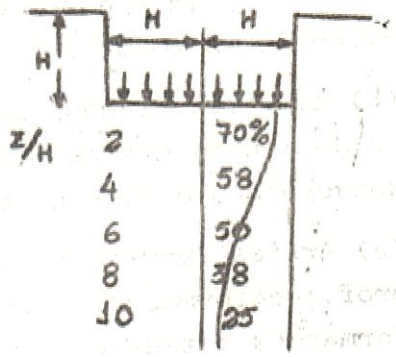
Por exemplo:

(a) Paulos (Geotechnique 1967, Vol. XVII, Nr. 4, p. 378) mostra que quando ocorre uma base rígida a uma profundidade h, as tensões σ_z abaixo da carga de Boussinesq aumentam significativamente (dependendo um tanto de ν).



(b) Gibson(Geotechnique 1967, Vol. XVII, nr 1, 58) prova que no caso de um maciço em que a deformabilidade descrece linearmente com a profundidade (típico de maciços normalmente adensados, arenosos etc...) as tensões transmitidas são muito semelhantes às calculadas classicamente para o maciço homogêneo-elástico de Boussinesq. (N.B. os recalques calculados diferem grandemente).

(c) Leonards-Baladi (Soil Mechanics Lecture Series "Foundation Engineering" Northwestern Univ. 1968, p. 41) provam que considerando sapata corrida à prof. H equivalente a meia largura, as tensões transmitidas são bem menores do que as calculadas admitindo placa superficial maciço Boussinesq.



Porcentagens de Δp comparado com a aproximação tipo Boussinesq

44. Observações comprovando cálculos de tensões transmitidas.

Sob placas pequenas (ex. base e sub-base de estradas etc.) existem inúmeras observações por células medidoras de pressões demonstrando validez do "bulbo de pressão"(Boussinesq).

Lamentavelmente isto condicionou engenheiros de fundações a julgar o caso comprovado para subsolo espesso, cálculos de recalques etc.. Honestamente temos que reconhecer que não existe nenhuma comprovação direta que permita decidir da maior ou menor aplicabilidade de uma ou outra hipótese etc.(ex. Westergaard vs. Boussinesq, base rígida profunda ou maciço semi-infinito etc...).Observações de sobre-pressões neutras (ver capítulo Adensamento) não constituem comprovação direta; e mesmo essas não têm sido conduzidas, até o presente, com piezômetros que excluam erros devidos a efeito de tempo de captação da pressão etc.. A tendência é admitir maciço Boussinesq, mas sem confirmação nem convicção.

45. Relações tensão-deformação nos solos: comparação com as dos materiais de construção; comparação entre argilas e areias.

Em primeiro grau de aproximação, cabe frizar:
Nos solos: (1) deformações volumétricas, além das cisalhantes, com proporções variáveis de acordo com os estados de tensão, tempo etc..
(2) elasticidade é geralmente hipótese, válida quando os Δp são pequenos em relação ao p_ℓ, e $p_\ell + \Delta p$ está bastante aquém da rutura; e quando não se considera ciclo carga-descarga (com tempo suficiente para estabelecer as deformações).

(3) pressão admissível garante não só o C.S. em relação à rutura, mas também contra deformações excessivas para a superestrutura (ítem 1).

(4) a própria pressão de rutura não é constante para um determinado solo, independente do tamanho da sapata etc..

(5) dimensão "tempo" importante tanto em relação ao tempo de aplicação das cargas como em relação ao tempo de desenvolvimento de seus efeitos.

(6) Areias "puras": resistência ao cisalhamento proporc. à prof.; deformações volumétricas pouco significativas; deformações e tensões cisalhantes *mais importantes*; deformações essencialmente instantâneas; vibrações e cargas dinâmicas importantes.

(7) Argilas "puras": resistência ao cisalhamento admitida constante, independente da prof.; deformações volumétricas muito importantes (frequentemente); deformações volumétricas demoradas (em argila saturada); vibrações e cargas dinâmicas pouco influem.

46. Noções sobre reologia. (Cf. "Uma Síntese da reologia", S. Chamecki, Anais do II Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos 1958, Recife-Campina Grande, Vol. I p. 139).
Reologia é a tecnologia do estudo de relações tensão-(Deformação-fluxo) - tempo, dos materiais. Teve origem por causa dos materiais industriais (que variam de condição e de propriedades em fases consecutivas), e ganhou aceitação importante em tais materiais em que um modelo "físico" permitia formular a matemática correspondente: assim, por exemplo, o comportamento observado de um dado material é assemelhado ao efeito integrado de uma série de elementos mecanicamente muito simples, molas, amortecedores, roldanas etc., mas sem que se postule no material "componentes" análogas.

A relação entre o tensor de extensão (deformação) e o tensor de tensão constitui a equação reológica de estado:

$$R (\| \varepsilon \| , \| p \|) = 0$$

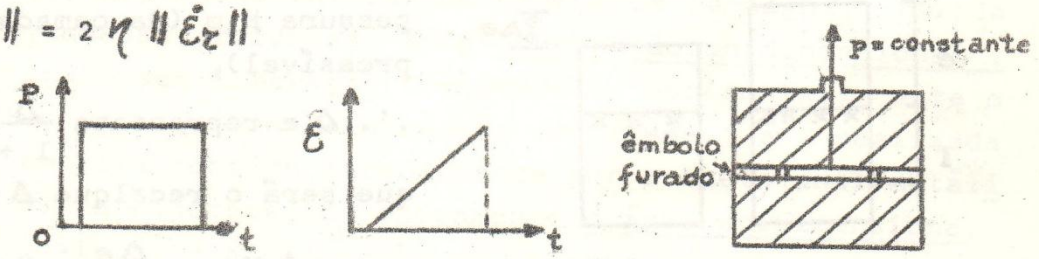
(a) Corpo de Euclides, $\|\varepsilon\| = 0$, corpo infinitamente rígido. É muito frequente não nos apercebermos que nossas teorizações estão eivadas desta hipótese reológica muito pouco verossímil. O corpo não sofre deformações volumétricas $\|\varepsilon_v\|=0$ e não sofre deformações distorcionais $\|\varepsilon_\tau\| = 0$.

(b) Líquido de Pascal, incompressível e sem resistência à deformação distorcional, tem equações $\|\varepsilon_v\| = 0$ e $\|\tau\| = 0$.

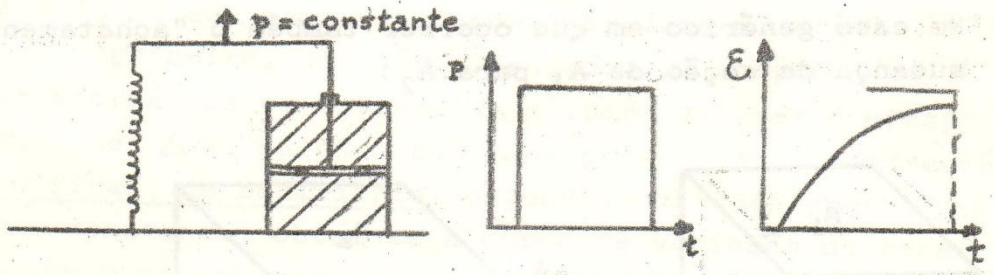
(c) Corpo de Hooke $\|\varepsilon\| = \alpha \|p\|$, $\|\tau\| = 2G\|\varepsilon_\tau\|$.

(d) Líquido de Newton (viscoso). Do conceito de corpo rígido evoluiu-se para o de corpo de Hooke, introduzindo a hipótese de proporcionalidade entre as tensões e as deformações; analogamente evoluiu-se do conceito do líquido de Pascal para o de Newton, introduzindo a hipótese de proporcionalidade entre as tensões e as extensões volumétricas, e a da existência de viscosidade $\|p\| = \alpha \|\varepsilon\|$ e

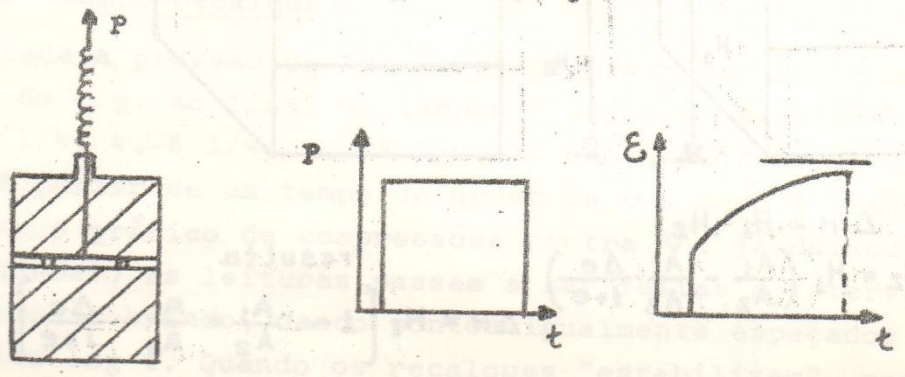
$\|\tau\| = 2\eta \|\dot{\varepsilon}_\tau\|$



(e) Corpo de Kelvin (pseudo-sólido)



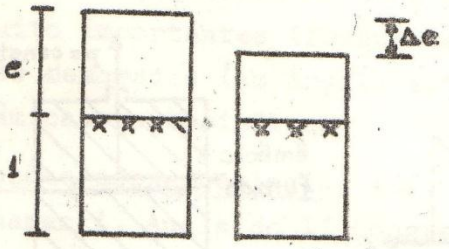
(f) Líquido de Maxwell (pseudo-líquido)



E assim por diante (Corpo de St. Venant, de Bingham, de Schwedoff, de Schoefield e Scott Blair, etc.).
Na mecânica dos solos a teoria de adensamento (Terzaghi) empregou modelo reológico. Pessoalmente acho que com estatística e computação desaparecem necessidades de postular corpos ideais (com suas matemáticas) para simular o solo. Curvas tensão-deformação elásticas, elasto-plásticas (com endurecimento de deformação, e ao inverso etc.) são <u>observadas</u> e <u>ajustadas</u> sem mais precisar da formulação de modelos reológicos.

47. <u>Recalques por compressão volumétrica</u>.

Só se reduz o volume dos vazios. No caso de não haver variação de seção estabelecemos, por "regra de três":



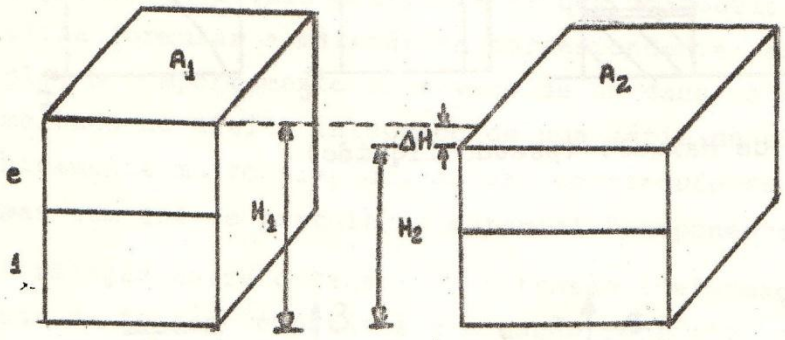
Se (1 + e) representa a espessura H,m (da camada compressível),

∴ Δe representa $\frac{\Delta e}{1+e}$ H,

que será o recalque ΔH, m.

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e} H .$$

No caso genérico em que ocorrer também o "achatamento", mudança de seção de A_1 para A_2:



$$\Delta H = H_1 - H_2$$

$$H_2 = H_1 \left(\frac{A_1}{A_2} - \frac{A_1}{A_2} \cdot \frac{\Delta e}{1+e} \right)$$

resulta

$$\Delta H = H_1 \left[1 - \frac{A_1}{A_2} + \frac{A_1}{A_2} \cdot \frac{\Delta e}{1+e} \right]$$

As mesmas fórmulas valem (a) para expansão (inchamento); (b) para assentamentos, subsidências etc., i.é, para recalques por motivos diversos, quaisquer que sejam os agentes provocadores do Δe. O caso mais frequente, de $\Delta e = f(\Delta p)$, suscitou o desenvolvimento do ensaio edométrico de Terzaghi.

48. Ensaio de adensamento (edométrico).

O ensaio edométrico (de compressão confinada, de adensamento) foi desenvolvido basicamente sob a concepção de um ensaio em modelo para o protótipo da compressão de uma camada argilosa profunda entre duas camadas de areia. A intenção básica é estabelecer a relação $\Delta e = f(\Delta p)$ de modo a permitir o cálculo de recalques ΔH por motivo de acréscimos de pressão Δp, visto que os demais parâmetros, e, H, são conhecidos.

Uma das hipóteses básicas da teoria de Terzaghi, válida para camadas profundas, é da compressão unidimensional, vertical (sem alteração transversal, horizontal): este o motivo pelo qual a "compressão confinada" é realizada com amostra contida lateralmente por robusto anel metálico. Outra hipótese, de escoamento d'água unidimensional, vertical, dita a colocação da amostra de solo entre pedras porosas.

São dois os conjuntos de dados extraídos do ensaio edométrico ; primeiro, uma série de dados de compressões ΔH (transformáveis em valores Δe) para valores correspondentes de Δp, valendo sob cada pressão a compressão ΔH final, de equilíbrio; segundo, sob cada pressão aplicada, constante, obtém-se a curva de variação de recalque com o tempo, permitindo estudar o fenômeno de adensamento (tempo-recalque).

Aplicada a pressão p_1 (pequena) observam-se as compressões do c.p. ao final de tempos 5 segs., 15 segs(1/4 min.), 1, 2 1/4, 4, 6 1/4, 9, 12 1/4, 16 mins, e assim por diante. A partir de um tempo da ordem de uma hora (realmente quando o gráfico de compressões contra $\sqrt{t}$ já deixou de ser linear) as leituras passam a ser feitas a intervalos de tempo dobrando, dando pontos igualmente espaçados em gráfico log t. Quando os recalques "estabilizam", conhece

mos o ΔH_1 correspondente à pressão p_1.

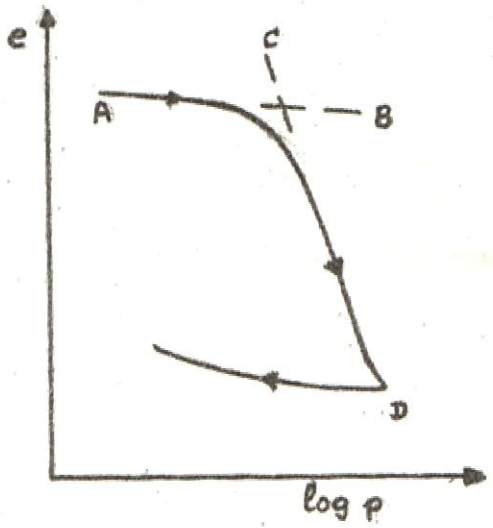
A seguir aplica-se a pressão $p_2 = 2\ p_1$ e observa-se a nova curva tempo-recalque da mesma forma, obtendo finalmente ΔH_2.

E assim por diante, para pressões $p_3 = 2p_2$, $p_4 = 2\ p_3$ etc..

A "altura reduzida" do corpo de prova, correspondente à fase sólida "incompressível", é $Hr = H/(1 + e)$; para cada ΔH podemos calcular o $\Delta e = \Delta H/Hr$, obtendo a curva $\Delta e = f(\Delta p)$ ou $e = f(p)$.

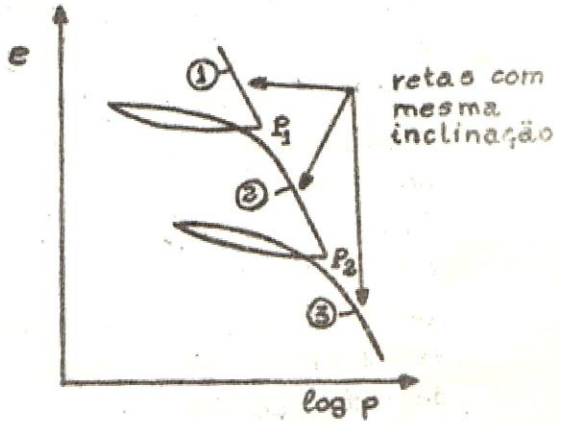
49. <u>Representação e interpretação da curva e = f (p).</u>

Costuma-se apresentar em gráfico e = f (log p) , sendo característica nas argilas indeformadas a curva com um trecho inicial essencialmente "reto subhorizontal" AB, seguido de uma transição brusca para um"trecho reto muito mais inclinado" CD, e sendo típica a histerese no inchamento devido à descarga.



São dois os parâmetros dominantes que se definem em função desta curva típica: a <u>pressão de preadensamento</u> pa, e o <u>Índice de Compressão Cc</u>.

Verificou-se que determinada argila submetida a ciclos de compressão-descompressão sucessivamente maiores volta a definir essencialmente a mesma reta inclinada no trecho de pressões maiores do que as máximas anteriormente sofridas. Chama-se a



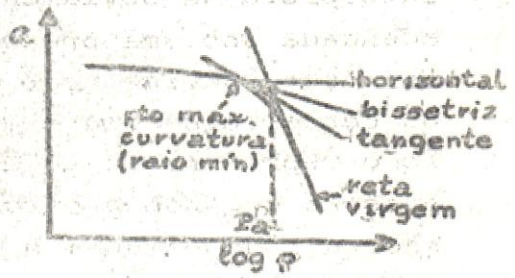
reta de compressão virgem, cuja equação define o índice de compressão $e_1 - e_2 = \Delta e = C_c \ (\log p_2 - \log p_1)$.

Assim, $C_c = \Delta e$ corresponde a um ciclo logarítmico de diferença de p

(ex. $p_2 = 10$ e $p_1 = 1$ dá $\log p_2/p_1 = 1$).

Verificou-se também que a compressibilidade C_c é essencialmente função da argilosidade da argila e Terzaghi propôs aproximadamente $C_c \approx 0{,}009$ (LL - 10%).

O mais interessante é que a histerese de comportamento compressão-descompressão faz com que as argilas arquivem em sua memória a "pressão de preadensamento", isto é, a pressão máxima sob a qual estiveram anteriormente adensadas. Nas curvas acima, Casagrande verificou que a argila só retoma sua reta característica (C_c) após ultrapassada a pressão máxima sob a qual esteve anteriormente adensada, antes de iniciar o ciclo de descarga-recarga. Ademais, Casagrande verificou que em cada curva de recompressão que ultrapassa a pressão máxima anterior, a posição desta pressão pode ser determinada em função de uma construção gráfica : o ponto P_1 é dado na curva 2 pela interseção da bissetriz com a reta virgem; da mesma forma o ponto P_2 na curva 3.



Resulta portanto que em qualquer curva típica de adensamento de uma argila indeformada podemos determinar, pela construção gráfica, um valor de pa, que deverá ser interpretado como a pressão máxima à qual a amostra de argila esteve anteriormente adensada em sua história.

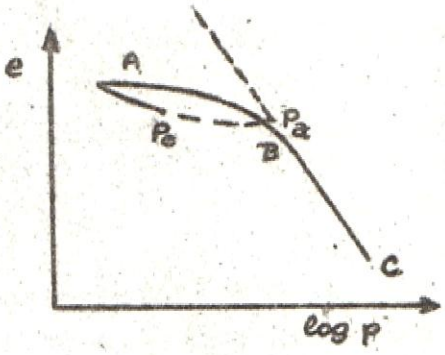
50. Argila normalmente adensada, preadensada, sub-adensada.

Munidos da informação de pa da argila, em função da curva e vs. log p, e do valor de pe (pressão efetiva de peso de terra) correspondente à cota da amostra, devemos passar a interpretar a história de pressões gravada na argila, e seu conseqquente comportamento perante novos carre-

gamentos. Temos três hipóteses: pa = pe; pa > pe; pa < pe.

Quando pa = pe chama-se <u>argila normalmente adensada</u>; o ciclo de descarga-recarga registrado pela amostra foi devido à amostragem: elementos de solo gêmeos da amostra não estão sujeitos a tal ciclo, achando-se no terreno sob a própria pressão pe (que é = pa). Portanto, sob qualquer acréscimo de pressão Δp o recalque é pronunciado, dando-se ao longo da reta de compressão virgem. Este recalque é calculado por $\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e} H$ e $\Delta e = C_c \log \frac{pe + \Delta p}{pe}$.

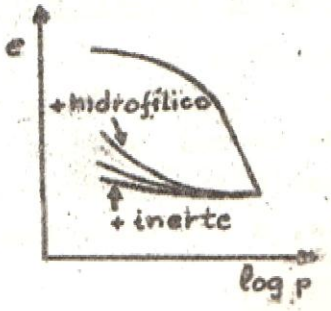
Quando pa > pe significa que a <u>argila é preadensada</u>. Toda argila tem uma pressão de preadensamento, mas toda argila não é preadensada: só o é aquela que tiver pa > pe.



Interpreta-se obviamente que na Natureza a argila já esteve adensada sob uma pressão maior, da qual uma parcela (pa-pe) foi descarregada (por exemplo, por erosão etc.). O restante do descarregamento é de amostragem. Porém, um elemento de solo representado pela amostra terá um comportamento de compressão segundo a curva ABC: isto é, para acréscimos de pressão que não cheguem a pa a compressibilidade é muito baixa, correspondente à inclinação "subhorizontal" do trecho de recompressão. Argilas preadensadas dão recalques muito menores até a pressão de preadensamento do que sob valores Δp que ultrapassem pa.

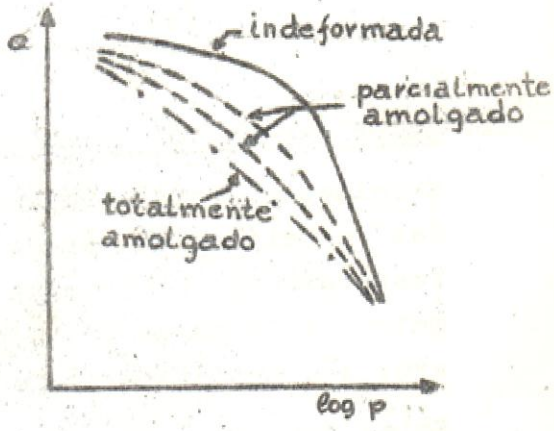
Vários são os fatores naturais que provocaram preadensamentos; ex.: geleiras, ressecamento.

Note-se que o <u>índice de expansão Ce</u> (equivalente inverso ao C_c) não é tão linear quanto o de compressão: no trecho inicial da descarga Ce $\approx$ (10 a 30%)C_c. O trecho final depende muito de argilo-minerais hidrofílicos e de inertes.



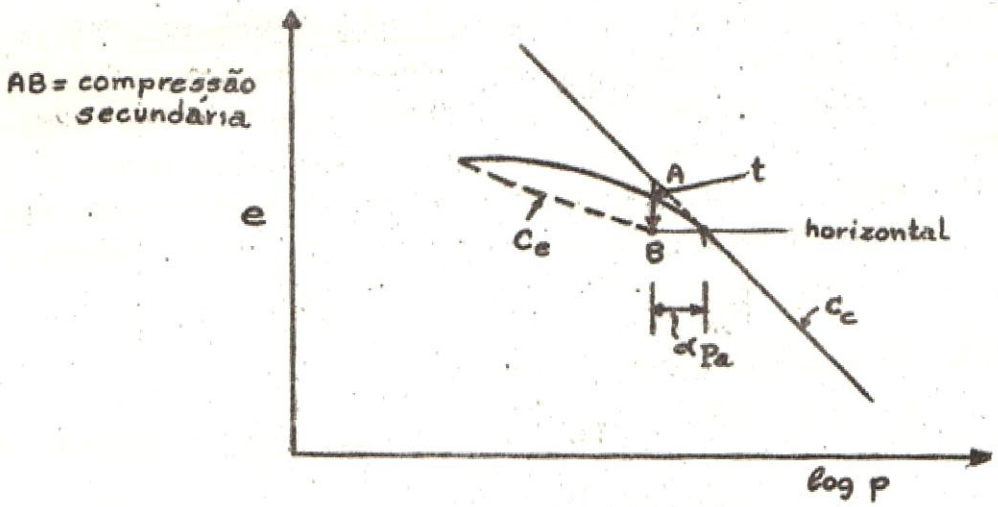
Finalmente, quando pa < pe, a argila é sub-adensada. Significa que ainda não completou seu adensamento (não estabilizou) sob o próprio peso de terra. Está sujeita a um certo andamento de recalques sem necessitar acréscimo de p.
Esta situação só pode ocorrer em função de fenômeno do tempo de adensamento, que é demorado, conforme será discutido adiante.

51. Influência do amolgamento etc..



O amolgamento destrói a "estrutura" em equilíbrio da amostra indeformada e reinicia processo de recalque mesmo sem requerer Δp.
Uma argila amolgada não tem "índice de compressão" maior do que o da respectiva argila indeformada, mas dá, no total, recalques maiores. O "índice de compressão" de uma argila é tanto menor quanto menor a umidade de moldagem.

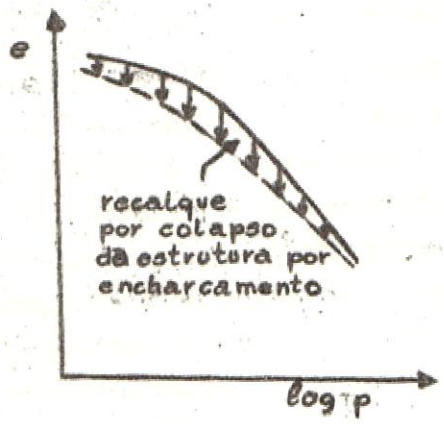
Schmertmann propôs um método de estimar a verdadeira curva e vs log p de argila indeformada (não amostreada) através do emprego de amostras edométricas de alturas sucessivamente maiores, e comparando as posições correspondentes a um amolgamento gradativamente menor (as mesmas espessuras de películas amolgadas de corte superior e inferior representam menor proporção amolgada em amostra mais espessa).
Leonards e, posteriormente, Bjerrum salientaram o efeito de "longo tempo" (compressão secundária) na criação de um efeito de preadensamento (quasi-consolidation effect) mesmo em argilas "modernas" normalmente adensadas.
Discussão da pressão de preadensamento das argilas de São Paulo e de Santos e importância perante recalques.



52. <u>Solos expansivos. Colapso de solos loessicos, argilas porosas.</u>

Geralmente argilas mais hidrofílicas, fortemente "preadensadas" e retidas em estado comprimido por tensões capilares de ressecamento. Costuma-se determinar sob que pressão (no edômetro) o corpo de prova pára de inchar: edifícios, fundações etc. são projetados para aplicar pressões mínimas maiores.

Solos "porosos" (em geral sob Grau de Compactação $\lesssim$ 80%), particularmente em zonas mais secas, estão sujeitos a colapso de estrutura e recalques bruscos quando submetidos a encharcamento (infiltração, submersão). Depende muito da pressão. Nossas argilas porosas "de lixiviação" acostumadas a chuva (sob $\Delta p = 0$) não sofrem a subsidência por encharcamento sem Δp (como é com loess etc.).



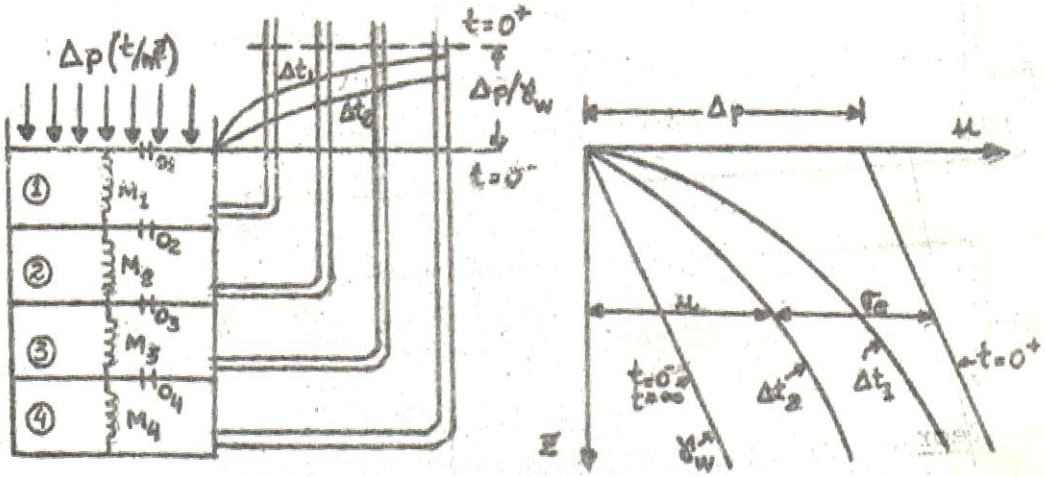
53. <u>Analogia reológico-mecânica do adensamento de solos saturados.</u>

(Teoria do adensamento de Terzaghi).

No caso de solos saturados, a compressão volumétrica (dos interstícios) requer, naturalmente, a expulsão do volume correspondente de água intersticial: essa expulsão se dá paulatinamente pois o escoamento da água intersticial obedece às leis da permeabilidade, requerendo um gradiente hidráulico

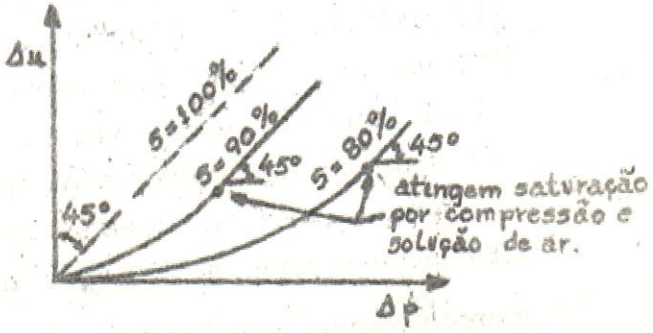
(piezométrico, no caso). Há pois quatro fatores intimamente interligados: as pressões efetivas absorvidas pelo *arcabouço sólido do solo*, as pressões neutras, o fluxo d'água intersticial e a variação do volume de vazios correspondente ao volume d'água expelido. A análise dessa interligação e de sua variação com o tempo constitui a teoria matemática do adensamento.

Terzaghi visualizou um modelo reológico-mecânico muito simples, com molas (Hooke) e pistões estanques com torneiras, separando compartimentos saturados.

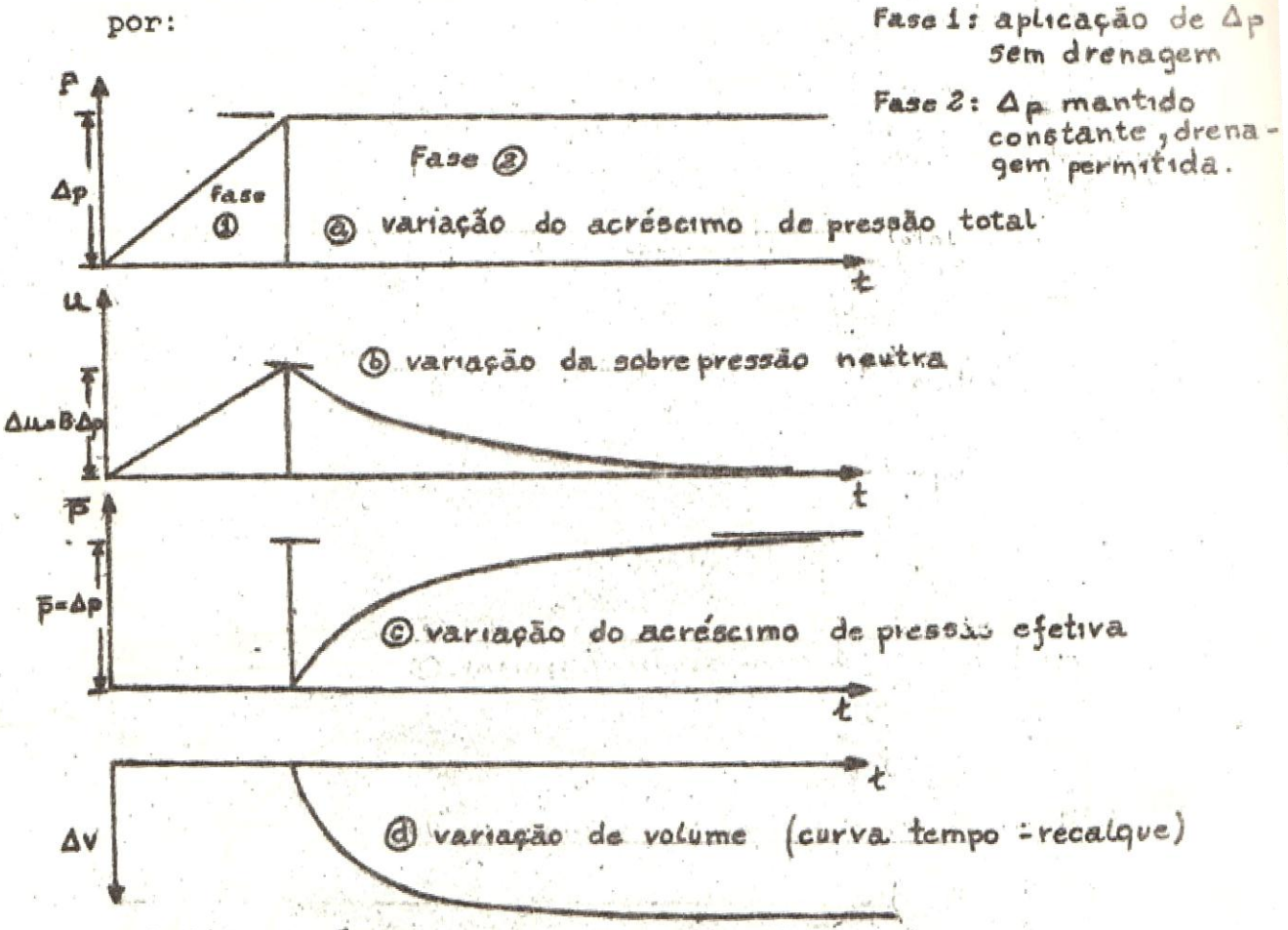


Vemos que a sobrepressão hidrostática $u = f(z, t)$, sendo que o tempo t da dissipação de u depende da permeabilidade.

Generalizando para casos de solos insaturados, Skempton e Bishop definiram o parâmetro B tal que sobrepressão $\Delta u = B \cdot \Delta p$ (sendo $\Delta p = \Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$). Assim, num solo saturado $B = 1$, porém em solos insaturados $B < 1$ por causa da compressibilidade do ar intersticial.



A evolução do fenômeno do adensamento é bem representada por:



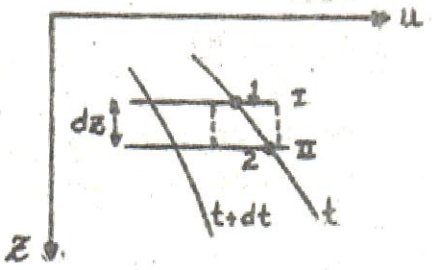
54. <u>Teoria matemática de adensamento de Terzaghi</u>

A teoria de adensamento de Terzaghi admitiu:

(1) solo homogêneo;
(2) saturado;
(3) água intersticial e partículas sólidas incompressíveis;
(4) compressão unidimensional;
(5) escoamento d'água unidimensional;
(6) validez da lei de Darcy;
(7) valores constantes para certas características do solo que realmente variam com a pressão;
(8) teorias aplicadas a elementos são aplicáveis, por integração, a toda a massa do solo;
(9) linearidade da relação entre Δe e Δp.

Considerando um elemento de solo de altura dz à profundidade z, por um lado calcula-se a variação do volume d'água intersticial pelos fluxos d'água que entram por uma face e

saem pela outra; por outro lado, essa variação de volume é dada pela equação básica de compressibilidade: equacionam-se as duas expressões, obtendo-se uma equação diferencial que a seguir é resolvida por séries.



Sobrepressão hidrostática

ponto 1 = u ; ponto 2 = $u + \frac{\partial u}{\partial z} dz$

Gradientes hidráulicos

ponto 1 $i_1 = \frac{1}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z}$;

ponto 2 $i_2 = \frac{1}{\gamma_w} \left[\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz \right]$

Pela lei de Darcy, os volumes de água que passam pelas faces I e II da área unitária são:

$$dV_I = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} dt$$

$$dV_{II} = \frac{k}{\gamma_w} \left[\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz \right] dt \qquad dV_{II} - dV_I = \frac{k}{\gamma_w} \left[\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz \right] dt \quad (a)$$

A variação de volume de vazios será:

$\Delta dV = \frac{de}{1+e} dz$ e, pela hipótese (Terzaghi) de que $de = - adp = = adu$,

(onde a = coef. de compressibilidade)

$\Delta dV = \frac{adu}{1+e} dz$ (b). Assim, igualando-se (a) e (b) temos:

$$\frac{k(1+e)}{a \cdot \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad \therefore \quad c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

(c) Equação fundamental do adensamento.

Os limites de integração para uma camada de espessura 2H são:

$Z = o$, $u = o$; $Z = 2H$, $u = o$; $t = o$, $u = \Delta p_l$

Integrada, a equação diferencial fornece $u = f(z,t)$:

$$u = \frac{1}{H} \sum_{n=1}^{\infty} \left[\int_0^{2H} \Delta p_z \, \text{sen} \frac{n\pi z}{2H} \cdot dz \right] \left[\text{sen} \frac{n\pi z}{2H} \right] e^{-\frac{n^2\pi^2}{4} \cdot \frac{c_v t}{H^2}}$$

Na solução matemática aparecem duas "simplificações tipográficas" definindo os parâmetros fundamentais que condicionam o comportamento tempo-recalque:

<u>O coeficiente de adensamento</u> $Cv = \frac{k\,(1 + e)}{a \cdot \gamma_w}$, admitido constante em cada incremento Δp, <u>reúne as características</u> do solo (e,k,a) que afetam a velocidade de adensamento;

<u>O fator tempo</u> $T = \frac{Cv\ t}{Hd^2}$, que foi uma forma de adimensionalizar o tempo t, tendo em conta a espessura Hd (= distância máxima que uma gota d'água tem que percorrer para chegar à face de drenagem) e o próprio coeficiente Cv.

Por fim, para a adimensionalização total da equação u = f (t), definiu-se U = porcentagem de adensamento = <u>recalque parcial ρ sofrido no tempo t / recalque total (final) ΔH</u>.

Assim, obtém-se uma solução de U = f(T).

As soluções de U = f (T) dependem da hipótese de Δp em função de Z. Para o caso mais comumente referido, de variação linear Δp em função de ΔZ, a solução U = f (T) é expressa com grande aproximação pelas equações empíricas:

1) para U < 60%, $T = \pi/4 \ U^2$ (U = decimal);

2) para U > 60%, T = -0,933 log (1-U) - 0,085, preferindo-se porém recorrer a valores tabelados.

U	0,6	0,7	0,8	0,9	0,95	0,98	0,99
T	0,287	0,403	0,567	0,848	1,129	1,500	1,781

Note-se que para U = 100% T = ∞.

55. <u>Rotina de caminhamento de cálculos de recalque.</u>

(1) Primeiro calcula-se o recalque total (final) $\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e} H$.

Na reta de compressão virgem $\Delta e = Cc \log \frac{pe + \Delta p}{pe}$

(2) A seguir, para qualquer valor de ρ calcula-se qual a porcentagem de adensamento $U = \rho / \Delta H$. Preferivelmente calculam-se quais os valores de ρ para valores "redondos", tabelados, de U.

(3) Pela fórmula $T = \pi/4 \; U^2$ ($U < 60\%$) ou pela tabela($U > 60\%$) determinam-se os valores correspondentes de T.

(4) A cada valor de T corresponde um valor de tempo t, visto que $T = \frac{Cvt}{Hd^2}$, desde que admitamos o Hd (concluído em função das sondagens) e conheçamos o valor de Cv. Falta determinar este coeficiente: é extraído das curvas $\rho = f(t)$ do ensaio edométrico. É uma "característica" do solo.

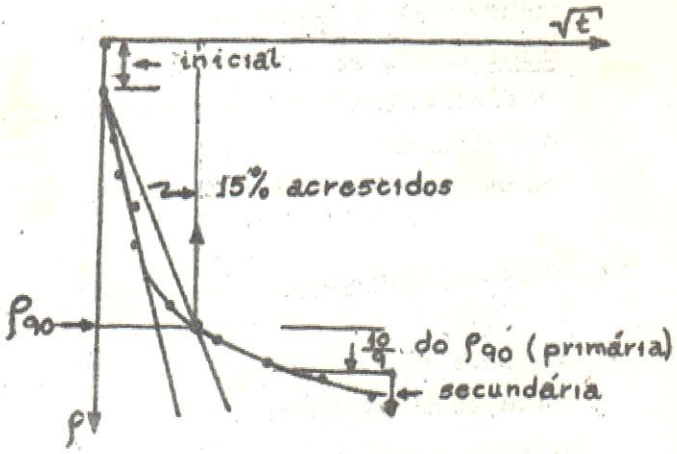
56. <u>Interpretação de curvas (ρ, t) para extrair Cv.</u>

Apesar da relação $Cv = \frac{k\,(1 + e)}{a\,\gamma w}$, nunca se determina o coeficiente Cv através dos diversos parâmetros componentes.

O Cv é calculado interpretando curvas $\rho = f(t)$, por analogia direta com as curvas teóricas $U = f(T)$.

<u>Método de Taylor</u> emprega a fase inicial em que $U = (\sqrt{4/\pi})\sqrt{T}$, determina um trecho linear de $U = f(\sqrt{T})$ ou de $\rho = f(\sqrt{t})$.

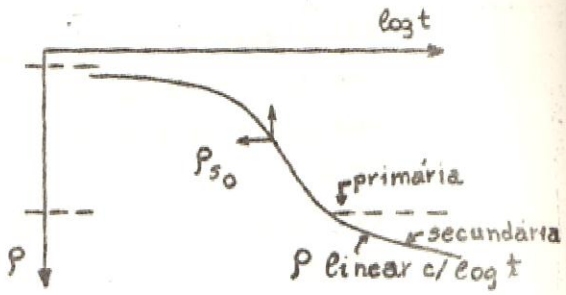
Assim se encontra o $\sqrt{t_{90}}$ e, como $T_{90} = 0{,}848$, $Cv = \frac{0{,}848\,Hd^2}{t_{90}}$ cm²/seg.



Ao mesmo tempo se detectam as divergências entre a realidade experimental e a teoria de Terzaghi, representadas por uma "compressão inicial" e "compressão secundária"(a da teoria de Terzaghi é chamada "compressão primária").

Este método é obviamente o preferível para o engenheiro pois permite interpretar em tempo hábil, em antecipação, os andamentos de recalques de obras (como relações protótipo-modelo).

<u>O método de Casagrande</u> emprega a curva $\rho = f(\log t)$, permitindo uma melhor visualização da chamada "compressão secundária" ou "compressão secular de Buisman", que dá <u>reta</u> ρ vs. log t; procura determinar o t_{50}, de 50% de compressão primária, e assim o $Cv = 0{,}197\,Hd^2/t50$ cm²/seg. A meu

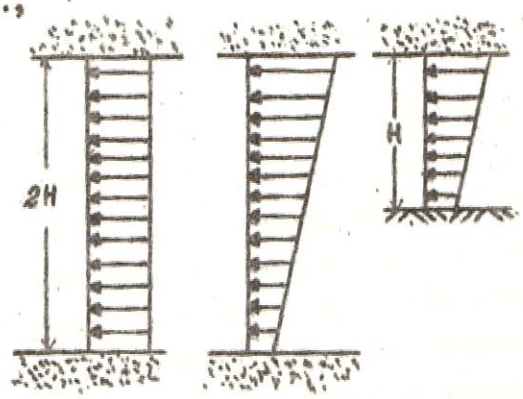


ver é muito menos aplicável a problemas práticos porquanto depende, para sua definição, de um trecho final da compressão (após cessada a compressão primária da teoria de Terzaghi), segundo a "reta semilog" observada, chamada de "compressão secular de Buisman". O efeito de compressão secundária, atribuído a rearranjos de grãos e primitivamente considerado como produzido "após cessada a dissipação da sobre pressão neutra", aparentemente só se registra em ensaios edométricos e não em ensaios de adensamento triaxial (Geotechnique 1960, p. 36). Obviamente a diferenciação entre as duas compressões não é fisicamente absoluta pois os "rearranjos de grãos" em função de novas pressões efetivas começam a ocorrer desde o início do adensamento.

Outros métodos. Existem outros métodos de determinação de Cv a partir do comportamento tempo-recalque, principalmente apoiando-se na parte central da curva (mínimo de influências "espúrias" de compressão inicial e de compressão secundária), e passando a empregar o adensamento triaxial isotrópico ao invés do adensamento edométrico. Constituem refinamentos frequentemente pouco justificáveis porquanto o principal condicionamento nos cálculos de recalques decorre de lentes de areia etc..

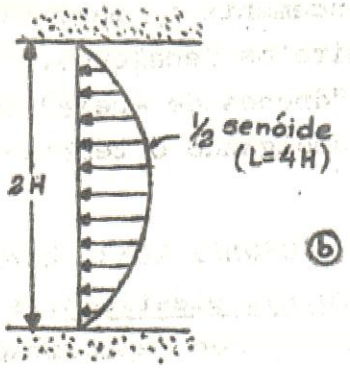
57. Casos diversos U = f (T) para a teoria Terzaghi.

A solução "rigorosa", usando série de Fourier, acima indicada para Δ p linear com prof., vale para os casos: ⟶

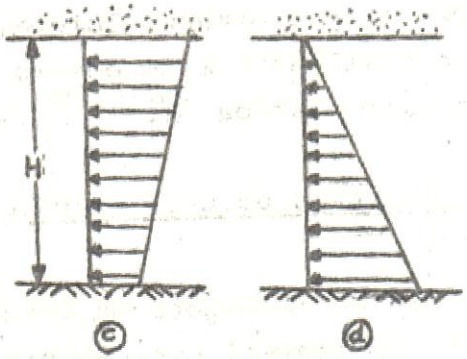


Existem também soluções para grande número de outros casos, que são mais adaptáveis a condições reais dos Δp calculados para obras, ou mesmo de Δ p adicional aplicado sobre uma isócrona de Δ u remanescente de adensamento ainda incompleto (como, por exemplo, para o caso de uma construção apoiada sobre aterro, quando o recalque de camada profunda de argila por motivo do aterro ainda não dissipou totalmente a

isócrona tipicamente "parabólica"). Apenas a título de exemplo, que ajuda à compreensão da fenomenologia, seguem-se alguns casos:



Chamemos de caso (a) o caso anterior, rotineiro. Evidentemente deve haver uma certa "demora" no adensamento em comparação com o caso (a), pois visivelmente se assemelha às condições de isócronas de fases mais adiantadas do adensamento daquele caso de Δp linear.



Evidentemente o caso (c) deve drenar mais rápido do que o (a) e muito mais rápido do que o (d).

Os casos tipo (b), em senóide ou em parábola, são quase idênticos.

Para ordem de grandeza de comparações tabelamos:

U%	2,5	10	20	30	40	60	80
T(a)	-	0,01	0,031	0,071	0,13	0,29	0,57
T(b)	0,01	0,043	0,09	0,145	0,21	0,37	0,64
T(c)	-	-	0,009	0,022	0,047	0,15	0,40
T(d)	0,014	0,05	0,1	0,15	0,22	0,38	0,66

As diferenças obviamente só são significativas no começo.

58. Problemas intervenientes importantes (de segunda ordem).

(1) Amolgamento. O amolgamento por um lado aumenta significativamente os recalques (ΔH) mas isto principalmente porque, destruindo a estrutura de equilíbrio já alcançado sob a pressão efetiva anterior (pe ou pa), reinicia recalques sem qualquer necessidade de Δp. Considerando puramente as inclinações das "retas" e vs. log p indeformada e amolgada, vemos que a primeira é nitidamente mais íngreme; portanto, em terminologia mais apropriada o índice de compressão, C_c, da amostra amolgada não é

maior do que o da amostra indeformada.
O amolgamento também afeta muito, e muito prejudicialmente, o fator tempo-recalque: reduzindo grandemente a permeabilidade (frequentemente a 1/100) retarda muito os recalques.
(Observar a grave crítica quanto a "drenos de areia" executados como "estacas de deslocamento", amolgando o terreno circundante ao dreno).

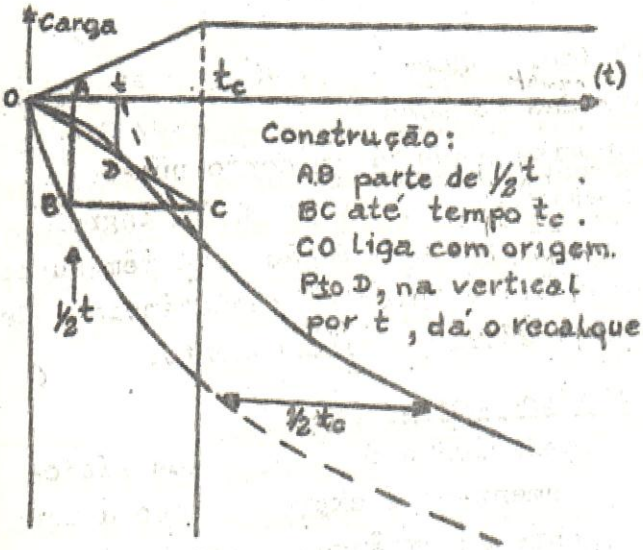
(2) Pressão lateral no edômetro. Habib (ICOSOMEF 1953, Zurich, Vol. I p. 32) demonstra que nas argilas moles, plásticas, a pressão lateral no ensaio edométrico corresponde aproximadamente à pressão vertical; nestes casos, portanto, o ensaio que se formulou para representar a condição de "deformação lateral = o" realmente passa a funcionar como semelhante a um ensaio de compressão triaxial sob pressão hidrostática $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$.

59. Medidas de recalque. Influência do tempo de carregamento. Efeito de drenagem tridimensional.

Considerando a grande variabilidade de condições em função de hipóteses sobre lentes de areias (drenantes) etc., sabe-se que cálculos "teóricos" tempo-recalque são os que dentro da Mecânica dos Solos estão sujeitos à maior gama de variações. Se os recalques "finais" ΔH merecem apreciação e eventual preocupação, é indispensável medir recalques para desde cedo na vida da estrutura prognosticar melhor as correções da estimativa teórica em comparação com a realidade: precisões de leituras só se justificam em compatibilidade com as antecipadas e com o problema em acompanhamento!

Tempo de carregamento. As curvas tempo-recalque calculadas em função de carregamento instantâneo precisam ser ajustadas para o caso de carregamento lento (admitido linear).

Após o tempo t_c admite-se que vale a curva como se tivesse partido de carregamento instantâneo no meio do período de construção.
Durante o período de construção admite-se, a qualquer tempo t, um recalque proporcional ao carregamento t/t_c, empregando uma construção gráfica simples de Taylor-Gilboy.
Adensamento tridimensional.



(a) O ensaio de compressão triaxial está sendo usado para ensaios de adensamento sem imposição da constância de área, e permitindo controlar as tensões σ_1 (vertical) e $\sigma_2 = \sigma_3$ (laterais), com a grande vangem de não se precisar manter condições isotrópicas de tensões. Sabe-se que as retas e x log p obtidas sob pressões $\sigma_1 / \sigma_3 > 1$ são paralelas à reta de ensaio edométrico (e por enquanto só isto se sabe).

Quanto à relação U = f (T) já foram deduzidos os valores(Gibson, Bishop-Henkel) aplicáveis.

(b) Em terrenos naturais a condição de drenagem é tridimensional, acelerando significativamente os recalques, especialmente sob os bordos da área carregada. A forma em sino do diagrama de Δ p em cada cota mostra que há um gradiente de pressão do centro para os bordos; ademais, veios e lentes de areia contribuem fortemente ($k_h >> k_v$).

Note-se que mesmo uma lente (fechada) de areia tem influência.

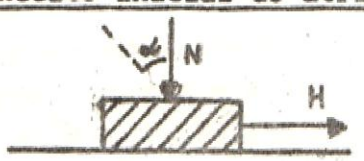
<u>O que constitui camada drenante?</u>

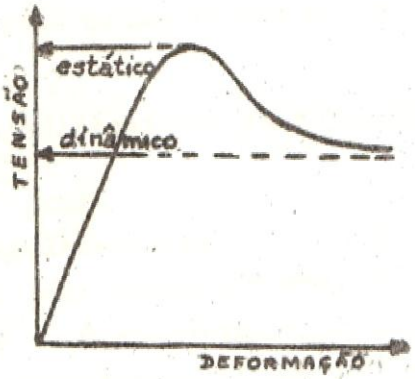
Admitindo camada compressível de espessura Hc, com permeabilidade k_c, apoiada sobre superfície impermeável e capeada por camada incompressível (ex. areia compacta) de espessura Ha, com permeabilidade k_a, Hamilton Gray demonstrou que a relação U vs. log T depende da relação R = Ha (k_a/He k_c, que alcança valor infinito nas equações de Terzaghi-Fröhlich. Para R $\gtrsim$ 100 (e mesmo para R $\gtrsim$ 10) já se chega muito próximo da condição "infinitamente drenante".

60. Resistência dos Solos.

Nos fenômenos de "rutura" (deformação incessante e exagerada sem necessidade de aumento das tensões solicitantes) nos solos predomina a rutura por cisalhamento. Em certo número de casos (solos argilosos, coesivos, em taludes muito íngremes) ocorrem também situações de rutura por tração, que têm suscitado estudos mais recentemente. Ao falar de resistência de um solo subentende-se a resistência ao cisalhamento.

61. Conceito inicial do atrito entre corpos sólidos.





Coeficiente de atrito (da física elementar) é expresso como a tangente de um ângulo, ângulo de obliquidade (ângulo entre a resultante e a normal ao plano de escorregamento).

Enquanto obliquidade $\alpha < \varphi$, onde $\varphi = tg^{-1}\mu$, temos equilíbrio estático, a obliquidade α sendo exclusivamente fixada pelas grandezas das forças.

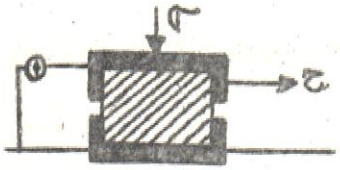
φ = valor limite, propriedade dos materiais nas superfícies em contato. Os conceitos de atrito estático e atrito dinâmico da física elementar representam uma idealização rígido-plástica, um tanto forçada, da verdadeira curva tensão-deformação.

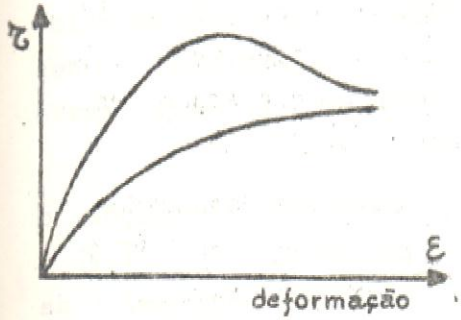
Sabemos pela física que $\tau_{rut} = \mu\sigma = \sigma\, tg\, \varphi$ (φ essencialmente independente da Área e da magnitude de σ). Representa um critério de rutura por obliquidade máxima.

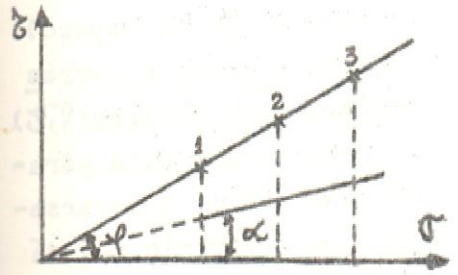
62. Ensaio de cisalhamento direto em 1º grau de aproximação.

Idealizado para reproduzir a situação clássica do atrito entre corpos sólidos, porém forçando um escorregamento (cisalhamento) entre duas metades do corpo de prova (ângulo de atrito interno).

O ensaio é executado sob σ constante; aumenta-se τ (medindo deformações) até a rutura: ensaio a tensão-controlada (geralmente não permite conhecer comportamento tensão-deformação após o







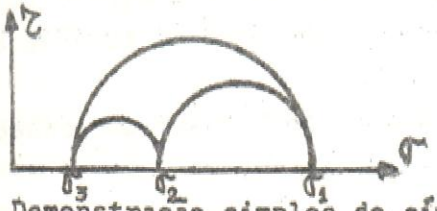
o pico); ou aumenta-se a deformação gradativamente (medindo o τ) até a rutura - <u>ensaio a deformação-controlada</u>.

Plotando em gráfico de Mohr, a <u>trajetória de tensões</u> é vertical e a obliquidade α a cada instante é dada por retas partindo da origem.

Fazendo-se vários ensaios sobre corpos de prova idênticos, sob diferentes σ (ex. pontos 1, 2, 3), obteve-se, em solos simples (ex. areias, argilas normalmente adensadas, etc.), uma primeira comprovação da viabilidade do <u>critério de rutura por obliquidade máxima</u>, pois comprova-se experimentalmente a reta de ângulo φ.

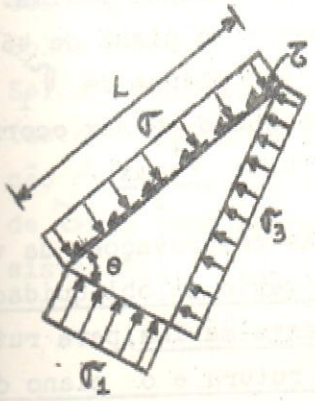
63. <u>Estado duplo de tensões</u>.

(a) Observa-se que, na Mecânica dos Solos, em 1º grau de aproximação está comprovado que a tensão principal intermediária pouco influi: as obliquidades máximas estão contidas no círculo de Mohr de σ_1 e σ_3.



(b) Demonstração simples do círculo de Mohr.

Desejamos determinar graficamente os estados de tensão (τ, σ) em qualquer plano no espaço. Admitamos conhecidos os planos em que atuam as tensões principais σ_1 e σ_3.



Por equilíbrio de forças normais ao plano: $\sigma L = \sigma_1 L \cos^2\theta + \sigma_3 . L \operatorname{sen}^2\theta$

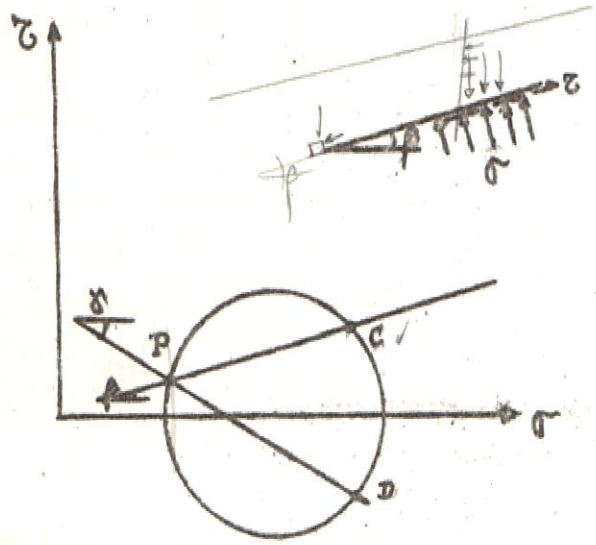
$$\sigma = \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3)\cos^2\theta$$

Por equilíbrio das forças tangenciais ao plano: $\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) . \operatorname{sen}\theta \cos\theta$

Variando θ de 0° a 360° verificamos que o lugar geométrico de

todos os estados de tensão (σ, τ) dá uma circunferência de centro $\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}, o\right)$ e raio = $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$.

(c) Orientação do círculo de Mohr no espaço. Definição de Polo.
Para estabelecermos no mesmo diagrama não só a magnitude dos esforços mas também a orientação dos planos em que atuam esses esforços (quaisquer) é necessário situar o Polo.

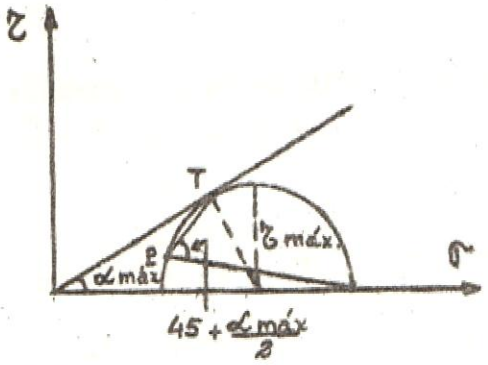


Admitamos conhecidos o par de valores (σ, τ) num plano qualquer de inclinação β (no espaço). Locando o ponto C correspondente aos valores(σ, τ) e traçando uma reta paralela ao plano, a interseção com o círculo nos dá o polo P.

Como corolário (consequência), se quisermos conhecer as tensões (σ, τ) em qualquer outro plano de inclinação γ basta traçar,pelo Polo P, uma paralela ao plano; a interseção D nos dará as tensões desejadas.

Provar as mesmas condições para o caso particular de conhecimento de planos das tensões σ_1 e σ_3 .

(d) Algumas das mais importantes propriedades, facilmente demonstradas, no círculo de Mohr.

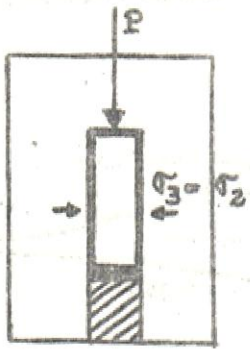


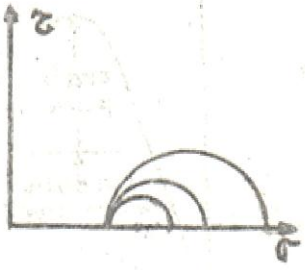
Plano de τ máx não coincide com o plano de obliquidade máxima. O primeiro ocorre no plano de 45° com relação aos planos de σ_1 e σ_3, enquanto que o α máx ocorre no plano de 45 + $\frac{\alpha \text{máx}}{2}$.

Assim, uma das comprovações da validez do critério de obliquidade máxima, ao invés do critério de tensão cisalhante máxima, para ruptura virá da medida do ângulo entre o plano de rutura e o plano de σ_1 .

64. Ensaio de compressão triaxial.

$\frac{P}{A} = \sigma_1 - \sigma_3$ Visualizado como reproduzindo condições de estudo supra, de estado duplo de tensões.

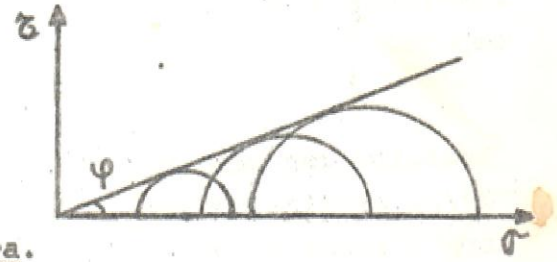




Geralmente σ_3 mantido constante e $(\sigma_1 - \sigma_3)$ aumentado.

Trajetórias de tensões durante o desenrolar do ensaio conhecidas em todos os planos, a todos os instantes.

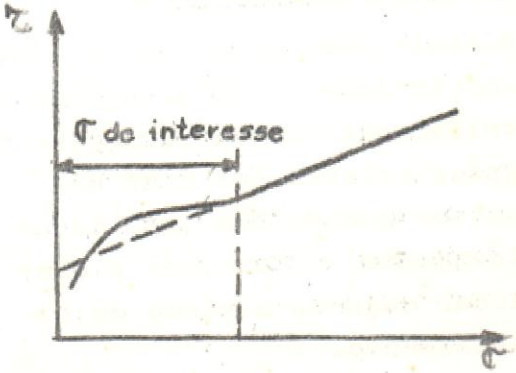
Fazendo séries de ensaios sobre corpos de prova idênticos de solos simples (areias, argilas normalmente adensadas etc.), comprovou-se por duas vias a validez do critério de rutura: o ângulo do plano de rutura é $(45 + \varphi/2)$ e os diversos círculos tangenciam a reta de inclinação φ.



65. Critério Mohr-Coulomb de ruptura.

Em enunciado simplificado: "Uma série de amostras idênticas, ensaiadas em condições semelhantes mas sob pressões diferentes, estabelece a Envoltória de Resistência: não existem estados de tensão (σ, τ) definidos por pontos acima da envoltória" (Mohr); "Qualquer que seja a curva real definindo a envoltória, usamos a reta média do intervalo, por necessidade ou conveniência de simplificação dos cálculos estáticos (Coulomb)".

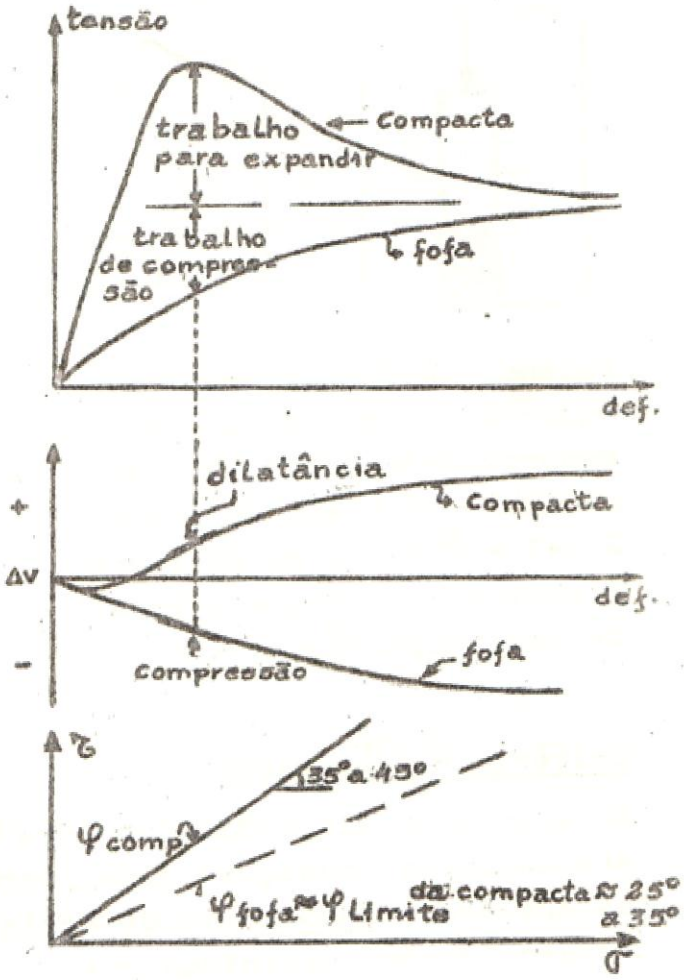
Solos genéricos $s = c + \sigma \, tg\varphi$.
Solos não coesivos $s = \sigma \, tg\varphi$.
Solos puramente coesivos $s = c$ (estes originaram a suposição da validez do critério de $\tau_{máx}$ como critério de resistência).



66. Comportamento das areias.

É importante registrar o comportamento tensão-deformação e também o comportamento de variações volumétricas devidas ao cisalhamento.

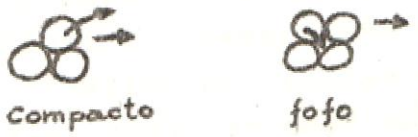
Comparação de areias compactas e fofas.
Note-se que britas (grãos sujeitos a quebra) não dão o pico em grau comparável com os pedregulhos e seixos rolados (já limados, núcleo resistente remanescente).
Quebra de grãos (medida por comparação de granulometrias antes e depois).



Trabalho depende do dv/dh expandindo contra a pressão σ constante (no Cis. Direto).

67. Índice de vazios crítico das areias. Liquefação de areias por esforços cisalhantes.

A areia fofa comprime ao cisalhar e a areia compacta expande ao cisalhar. A diferença do comportamento é explicada geometricamente (corpo reológico de Euclides) pela necessidade de grãos rolarem por cima dos outros quando bem imbricados (compacto) e forçados a deslocar segundo o plano de cisalhamento.

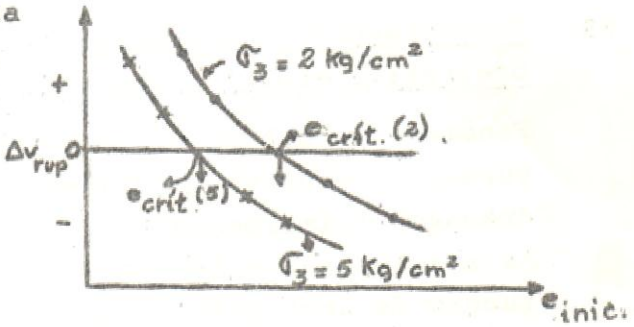


Segundo Taylor-Bishop e outros o aumento da resistência de pico em comparação com a resistência limite (de Δ V/ Δ def. = 0) pode ser equiparado exatamente ao trabalho necessário para ex-

pandir o corpo de prova contra a pressão σ (dilatância) pela equação de trabalho; da mesma forma, a resistência a menos no caso da areia fofa decorre do trabalho realizado em compressão devida ao cisalhamento.

Existirão obviamente índices de vazios iniciais tais que na fase de rutura o $\Delta V/\Delta$ def. do corpo de prova será nulo; também índices de vazios iniciais tais que ΔV volta a zero no instante da rutura; estes últimos são chamados de índices de vazios críticos, sendo que cada areia tem vários e crít., dependendo, do σ. Quanto maior o σ, maior a tendência a comprimir sob σ, portanto maior tem que ser a tendência compensatória do Δv devida ao cisalhamento, portanto menor o respectivo e crít..

Casagrande, Fidler e Taylor definiram cada um o seu e crít., de modo ligeiramente diferente. As diferenças têm interesse que consideraremos de segunda ordem. Em tese, para cada σ fazemos alguns ensaios sob $e_{inic.}$ diferentes e plotamos os respectivos valores de ΔV_{rut}: assim achamos para $\Delta V_{rut} = 0$ o $e_{crít.}$.



O índice de vazios crítico da areia tem interesse principalmente sob o ponto de vista de constituir uma indicação de 1º grau de aproximação de quando não pode ocorrer a liquefação da areia por esforço cisalhante súbito. Numa areia fina (pouco permeável), fofa (grande ΔV de compressão no cisalhamento), saturada, em grande volume (grande distância de drenagem Hd), um esforço cisalhante súbito causa uma sobrepressão neutra que pode levar a $\sigma_e \to 0$ e assim levar ao estado de liquefação $s = \sigma_e \cdot tg\,\varphi \to 0$. Não se sabe bem quando é que ocorre liquefação (assunto muito pesquisado modernamente por causa de terremotos etc.), mas o índice de vazios crítico permite definir quando não ocorrerá liquefação: areias mais compactas do que o e crít. sob σ respectivo só aumentam de volume ao cisalhar, não podendo sofrer liquefação.

68. Principais parâmetros que influem no φ das areias.

Principal fator é imbricamento e resistência dos grãos. Para o imbricamento influi a curva de distribuição granulométrica e a forma dos grãos: uma curva "bem-graduada", dando um γ_d baixo e

maior número de contatos grão a grão, reduz as tensões intergranulares em comparação com as de esmagamento e dá maiores φ . Contrário à impressão visual-intuitiva, com mesma distribuição granulométrica e compacidade relativa, o solo de grãos maiores não dá o φ maior: em geral até, em função do maior nº de contactos e da maior resistência de grãos de um dado mineral quanto menor o seu tamanho, pode ocorrer de o solo mais fino dar o maior φ . Acontece porém que na Natureza é mais corrente as areias mais finas serem encontradas em estados mais fofos e as areias absolutamente análogas, mais grossas, ocorrerem mais compactas: assim tem sido associado um φ maior às areias mais grossas, cabendo lembrar que isto é associado a uma compacidade geralmente maior.

69. Comportamento nas argilas (saturadas): importância da sobrepressão neutra e fases de "preparo" e de "rutura"do c.p..

Fenômeno de sobrepressão neutra nas areias finas fofas, saturadas, requereu condições especiais de dificuldade de drenagem (dissipação).

As argilas são muito mais compressíveis e impermeáveis;em função de seus grãos e de sua "estrutura" sofrem ΔV comp. em grande proporção e na grande maioria de casos. Portanto, nas argilas a preocupação pela sobrepressão neutra e tempo de dissipação passa a ser obrigatória sempre. Nas areias não cabe distinguir, em cada c.p., a fase de "preparo do c.p" da fase de "rutura": isto é, a fase em que o c.p. é primeiro colocado sob as solicitações que imperam no elemento dx. dy. dz. do terreno antes de ocorrer o incremento de solicitação que se teme levaria à rutura ("preparo"), da fase em que se medem as resistências enquanto se aumentam as solicitações que levariam à rutura ("rutura"). Nas argilas, porém, é indispensável assim subdividir os carregamentos , visualizando bem a obra e a participação do elemento de solo na análise da "estática do corpo sólido isolado". Já vimos, pela teoria do adensamento, quanto tempo (anos) leva para dissipar pressões neutras em argila: assim um tempo típico de construção de uma obra pode não permitir dissipação das sobrepressões neutras etc..

Assim, distingue-se entre ensaios:

(a) drenados, i.é, adensados (preparo com total dissipação de pressão neutra) e drenados ou lentos (rompidos tão lentamente que se garante total dissipação de sobrepressões neutras devidas ao próprio cisalhamento);

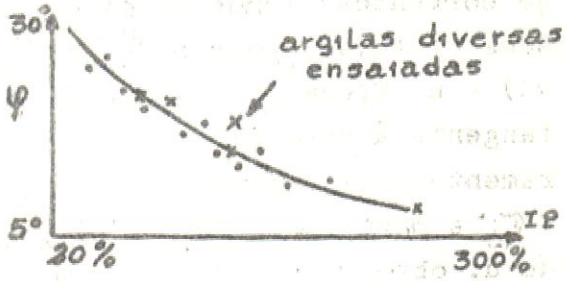
(b) adensados-rápidos, i.é, adensados na fase de preparo, mas rompidos por carregamento a volume constante, sem permitir durante o cisalhamento qualquer dissipação da sobrepressão neutra despertada;

(c) rápidos, i.é, rápidos-rápidos; sem qualquer dissipação de sobrepressão neutra, quer na fase de "preparo" (de aplicação das tensões que imperam antes do incremento que levaria à rutura), quer na fase de "rutura".

A resistência ao cisalhamento das argilas tem que ser definida distintamente para cada tipo de obra (carregamento etc.) e para cada condição admitida de análise de estabilidade.

70. Argilas normalmente adensadas, ensaios drenados.

Observa-se um comportamento $s = \sigma_e \cdot tg\varphi$ sem qualquer intercepto de resistência sob $\sigma_e = o$ (coesão). Skempton (ICOSOMEF, Rotterdam, 1948) mostra que o φ (ângulo de atrito interno efetivo), que chega a $\approx 30^o$ nas argilas de baixa plasticidade, tende a cair com o IP, chegando a poucos graus ($\approx 5^o$) nas montmorilonitas.

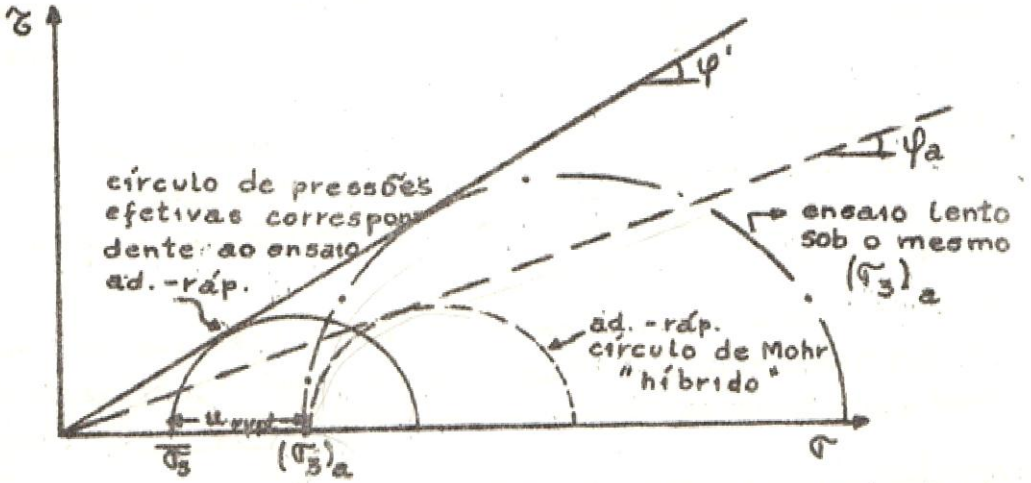


71. Ensaios adensados-rápidos, argila normalmente adensada.

A condição de obra mais corrente é a de elementos de solo adensados sob uma pressão inicial (ex. peso de terra) e sujeitos a uma solicitação "rápida", sem tempo para a dissipação da sobrepressão neutra: isto é, uma condição de "preparo" adensada e a de "rutura" "rápida", não-drenada, a volume constante.

O gráfico de Mohr rotineiramente traçado para este caso é um gráfico errado, de tensões normais "híbridas", pois a tensão de adensamento é efetiva e, embora o diâmetro do círculo de Mohr $\sigma_1 - \sigma_3 = (\sigma_1 - u) - (\sigma_3 - u)$ seja igual com pressões totais

ou efetivas, colocar o círculo como se o $(\sigma_3)_a$ de adensamento permanecesse constante mostra estar-se admitindo não terem ocorrido sobrepressões neutras de cisalhamento. De verdade o $(\sigma_1 - \sigma_3)$ se ajusta para valor menor, de acordo com o valor de u, de forma a respeitar essencialmente a equação intrínseca de resistência, que é $s = \sigma_e \operatorname{tg} \varphi$ (sempre em função de pressões efetivas).



Já sabemos que durante o cisalhamento a volume constante, ou rápido, as argilas desenvolvem sobrepressões neutras (fenômeno comparável, e em grau muito maior, ao da liquefação das areias fofas, ítem 67). Se medirmos o valor de u (técnicas hoje correntes) temos meios de plotar o círculo de Mohr de pressões efetivas, pois o $\bar{\sigma}_3 = \sigma_3$ inicial de adensamento (efetivo) - u. E, com este valor de $\bar{\sigma}_3$, teremos um círculo de Mohr tangente à envoltória efetiva, $s = \sigma_e \operatorname{tg} \varphi$. Vê-se assim claramente pela figura que, pelo fato de plotarmos o círculo $\sigma_1 - \sigma_3$ a partir do ponto $(\sigma_3)_a$, por desconhecimento do valor de u, obtemos uma "envoltória aparente" menos inclinada do que a envoltória efetiva.

Determinou-se experimentalmente que: (1) realizando vários ensaios sob pressões $(\sigma_3)a$ diferentes, resulta uma reta; isto é, comprova-se que o u desenvolvido no cisalhamento da argila normalmente adensada é diretamente proporcional ao $(\sigma_3)a$; (2) a envoltória efetiva alcançada nos ensaios <u>adensados-rápidos com medidas de pressões neutras</u> é essencialmente idêntica à que se determina (sobre corpos de prova análogos) mediante os ensaios drenados ou lentos. De verdade aparece um pequeníssimo "<u>efeito de preadensamento</u>", que adiante se discute, pelo fato de que a pressão efetiva do corpo de prova no plano

rutura e no instante de rutura se situa geralmente um tanto abaixo da pressão inicial de adensamento; assim, a envoltória efetiva determinada pelos ensaios adensados-rápidos com medidas de u tende a ser um pouco mais inclinada, dando um φ ligeiramente maior do que o φ do ensaio drenado, $s = \sigma_e \cdot tg\ \varphi$.

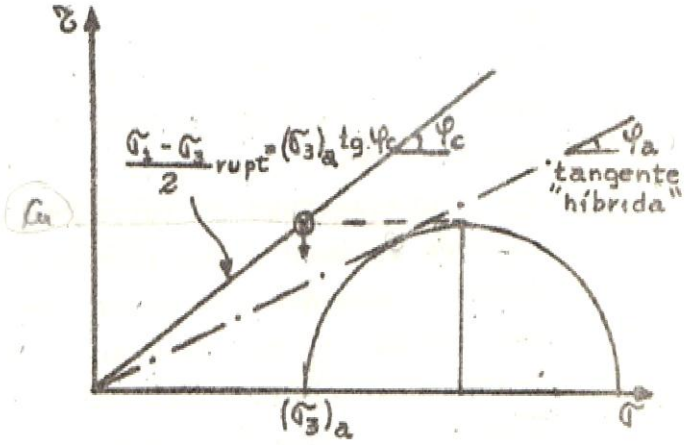
Vê-se assim facilmente, pela figura, que quanto maior o u desenvolvido pelo c.p. no cisalhamento, tanto menor será o $\varphi_a < \varphi$. Na argila de Boston, inicialmente a mais investigada, resultava $\varphi_a \approx \frac{1}{2}\varphi$, motivo pelo qual é ainda hoje muito corrente admitir-se $\varphi_a \approx \frac{1}{2}\varphi$, indiscriminada e erradamente para todas as argilas.

O gráfico de Mohr "híbrido" acima figurado e discutido tem interesse sob o ponto de vista didático por figurar claramente a função do u. Assim, é muito comum, por exemplo, recorrer-se a ensaios adensados-rápidos com medida de u ao invés de ensaios drenados (morosos, comercialmente menos interessantes) para determinação da envoltória efetiva. Por outro lado, é importante discutir a aplicação de envoltórias nas análises de estabilidade de obras diversas. O comportamento real de um solo sempre é definido em função de pressões efetivas; porém, nas obras nós conhecemos pressões totais (peso de terra, cargas aplicadas etc); portanto, para aplicar a envoltória efetiva em análises de estabilidade temos que (a) poder avaliar por antecipação quais vão ser os valores de u que ocorrerão em diferentes elementos de solo dx. dy. dz. no terreno da obra, (b) medir (piezômetros) o desenvolvimento das pressões neutras na obra, para confirmar ou rever as estimativas anteriores e a estabilidade consequente.

Salvo em obras grandes e carregamentos simples, não é viável tal procedimento baseado em análises através de pressões efetivas.

Assim, um raciocínio prático muito mais corrente é o seguinte: a análise de estabilidade será feita em função de pressões totais e a resistência ao cisalhamento do solo será definida como se fosse uma "coesão", uma resistência in situ disponível em cada elemento de solo em função do adensamento da fase de "preparo", visto que sob as novas

solicitações que levariam à rutura não se permite qualquer acomodação de drenagem (dissipação das sobrepressões neutras); assim, o princípio é de que "não me preocupo em saber qual será o Δ u despertado no elemento de solo na análise de estabilidade, pois admito que um Δ u semelhante foi despertado no c.p. do ensaio e, ipso facto, afetou (para baixo) a resistência ao cisalhamento". Perante tal raciocínio prático decorrem dois aspectos importantes: (1) Interessa visualizar bem os estados de tensão a que ficam sujeitos elementos dx. dy. dz. de solo no maciço, tanto na fase de "preparo" como na fase de "rutura", para fazer ensaios estritamente representativos de tais estados de tensão. Via de regra, portanto, o c.p. seria adensado anisotropicamente sob $\sigma_1/\sigma_3 > 1$, na fase de preparo, e subsequentemente rompido a volume constante. Note-se porém que é corrente empregar-se o próprio ensaio rotineiro adensado-rápido de adensamento isotrópico, quer por ignorância, quer porque representa automaticamente o extremo mais desfavorável (com o máximo de desenvolvimento de Δ u devido ao cisalhamento). (2) Só tem sentido, perante tal raciocínio, plotar-se a equação de resistência como $(\sigma_1 - \sigma_3)$ rut em função do (σ_3)a. A equação resulta automaticamente "mais resistente" do que a do gráfico híbrido mencionado.

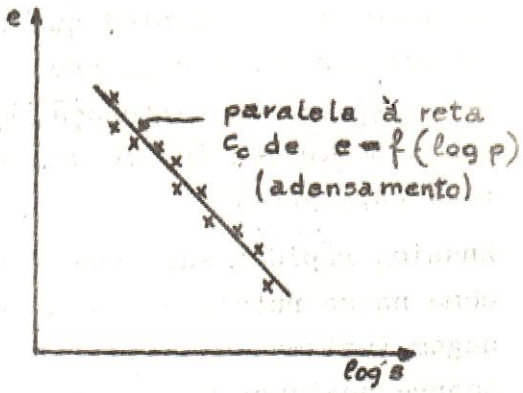


Em toda a análise da estabilidade abrangendo argilas cisalhadas a volume constante é indispensável examinar cuidadosamente a compatibilidade do processo de análise estática com o processo de ensaio e de expressão da resistência.

72. Ensaios lentos e adensados-rápidos em argilas preadensadas.

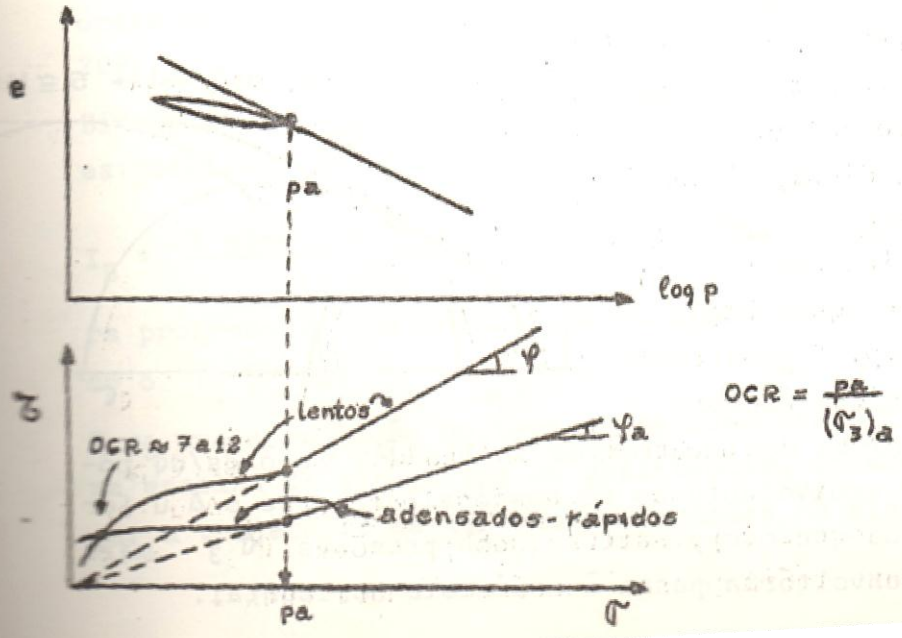
Já se viu que as argilas normalmente adensadas não indicam qualquer valor de coesão, aparentemente contrariando uma propriedade sempre associada às argilas. Tanto em ensaios drenados como nos adensados-rápidos a coesão só se evidencia quando se ensaiam argilas preadensadas, isto é, quando as pressões do ensaio são inferiores à pressão sob a qual a argila esteve preadensada.

A forma mais fácil de visualizar o assunto é através da observação experimental de Rutledge de que em cada argila a resistência ao cisalhamento s é fundamentalmente definida em função do índice de vazios e no plano de rutura, no instante de rutura. Observa-se em geral que a reta e vs. log s é paralela à reta e vs. log p da argila em apreço.



Assim, em função da histerese das curvas de adensamento das argilas é fácil visualizar-se que no trecho preadensado, com e menor do que na reta virgem, a argila dá uma resistência maior do que na reta virgem, dando assim a coesão.

Chama-se atenção para o fato de que a diferença entre o ensaio adensado-rápido e o ensaio lento é devida à sobrepressão neutra u que o cisalhamento desperta. Assim, sempre que o c.p. tende a reduzir de volume no cisalhamento o ensaio adensado-rápido dá resistência menor do que o lento. Porém, quando a Overconsolidation Ratio OCR (Relação do Preadensamento, $pa/(\sigma_3)a$, em comparação com a pressão de adensamento do ensaio) é muito elevada ($\gtrsim$ 7 a 12) observa-se que a argila fortemente preadensada tende a inchar no cisalhamento: em tal situação a sobrepressão neutra passa a ser negativa e, obviamente, o ensaio drenado (drenagem de sucção e inchamento, no caso) passa a dar resultados piores de resistência do que o ensaio a volume constante.

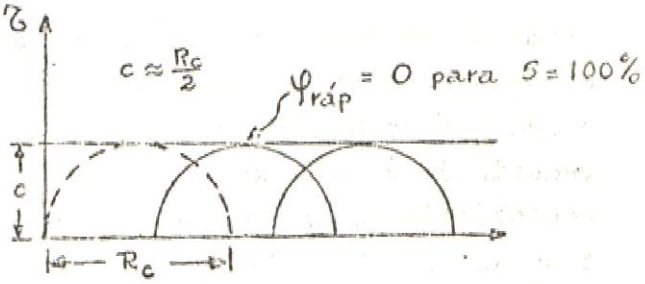


73. Ensaios rápidos. Ensaio de compressão simples.

Já vimos (adensamento) que toda amostra indeformada de argila tem sua pressão de preadensamento: uma amostra indeformada (extraída sem alteração de índice de vazios)preserva aproximadamente seu índice de vazios "in situ" em função de tensões capilares.

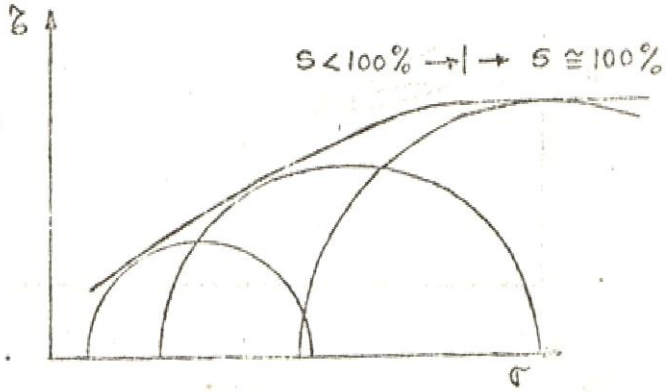
Ensaios rápidos são ensaios em que tanto na fase de preparo como na de rutura o c.p. é mantido sem possibilidade de drenagem (volume constante). Assim, se a argila é saturada, não ocorre qualquer variação de e e portanto a resistência é constante, independente do σ.

O ensaio de Compressão Simples (executado sob σ_3 = o) é um ensaio rápido, da mesma série dos demais, e permite estabelecer de forma muito barata uma estimativa de la. ordem de grandeza da coesão c in situ.



Se a argila é ligeiramente insaturada (ou des-satura um pouco sob as tensões capilares da amostragem indeformada etc.), ou se a argila é um pouco arenosa, o ensaio sob σ_3 equivalente à pressão total de peso de terra na profundidade da amostra permite melhorar um pouco (aumenta) a estimativa da resistência in situ, em comparação com a do ensaio de Compressão Simples.

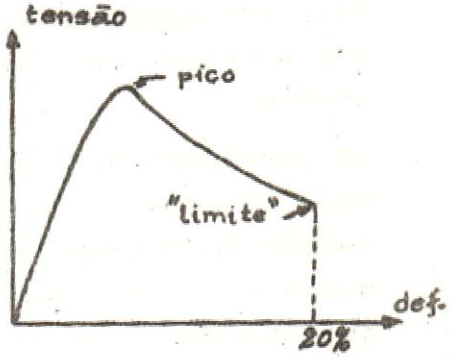
Naturalmente, em solos insaturados a "drenagem interna", permitida pelo colapso do ar intersticial, dissipa as pressões neutras e permite à redução do índice de vazios, mesmo sem que haja drenagem do c.p. "para fora". Assim, os ensaios rápidos de solos insaturados dão envoltórias inclinadas e o ds/dσ pode mesmo ser equivalente ao de ensaios lentos, se o Δ u for nulo. À medida que o c.p. satura, sob pressões σ_3 mais elevadas, a envoltória passa à assíntota horizontal.



O ensaio rápido compreende a situação de carregamento mais pessimista visualizável, dificilmente reproduzível em obra, porém muito usada como confirmação de um limite inferior de coeficiente de segurança. Admitiria que inicialmente as pressões (de preparo) sobre o elemento de solo dx. dy. dz. fossem aumentadas isotropicamente até um valor elevado"instantaneamente" e a seguir começasse o carregamento cisalhante até a rutura, também "instantâneo".

74. <u>Tensão-deformação. Resistência de pico, resistência limite, resistência residual. Trajetória de tensões. Variações do desenvolvimento de parâmetros (c, φ) em função de deformações.</u>

Na curva tensão-deformação típica de uma argila indeformada já reconhecemos a importância de duas resistências distintas: a do pico e a "limite"("ultimate" de Taylor, 1948) condicionada pela deformação máxima de $\approx$ 20% dos equipamentos comuns.



Skempton e Bishop estenderam as pesquisas referentes ao comportamento após "longa deformação", quando as partículas de argila se alinham ao plano de escorregamento (superfície espelho) e se alcança a resistência "residual". O ângulo de atrito correspondente à resistência residual chega a ser da ordem de 8 a 10° em argila com ângulo de "pico" superior a 20°.

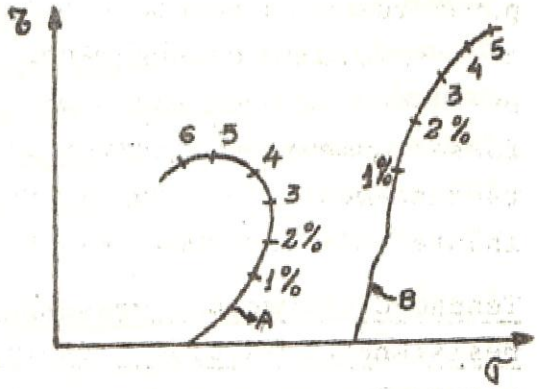
Bishop mostra que em todas as análises rígido-plásticas da estabilidade de maciços interessa muito o Índice de Rigidez

$$I_B = \frac{\tau \text{ pico} - \tau \text{lim (ou } \tau_{res})}{\tau \text{ pico}}$$

por causa do fenômeno de rutura progressiva, que invalida a adoção de valores de pico quando o $I_B \gtrsim 30\%$.

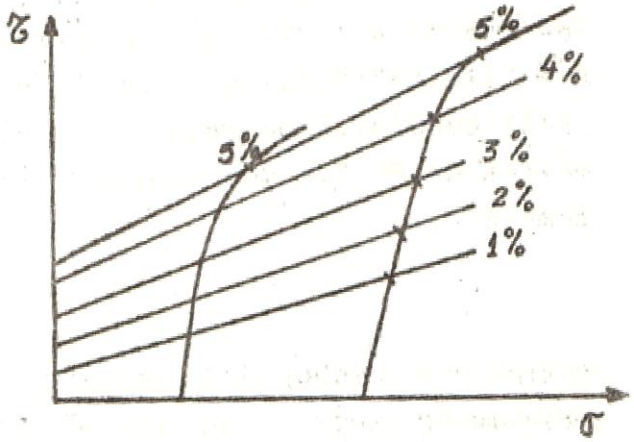
Para uma apreciação criteriosa do comportamento do solo, para escolha de parâmetros de resistência, interessa muito traçar a trajetória de tensões-deformações no plano de rutura.

Perante análises de estabilidade é completamente diferente a atitude quanto à escolha de "parâmetros de cálculo" e de "coeficiente de segurança mínimo aceitável" num caso de curva tipo A ou tipo B, esta última sendo compreensivelmente muito mais favorável.



Finalmente, em muitos casos pode ter interesse especial a comparação de como variam as participações tipo (c, φ) em diversas pressões, de acordo com a deformação cisalhante.

Em geral, sob pressões mais elevadas a curva tensão-deformação atenua o pico (friável) inicial, passando a uma indicação mais "plástica" (patamar).



7.5. Ensaios especiais.

7.5.1 Adensamento anisotrópico, ensaio adensado-rápido.

A maioria das situações de obras realmente corresponde ao caso de preparo sob adensamento anisotrópico e, em condição crítica (admitindo uma solicitação final rápida e um escorregamento rápido), uma "rutura" a volume constante.

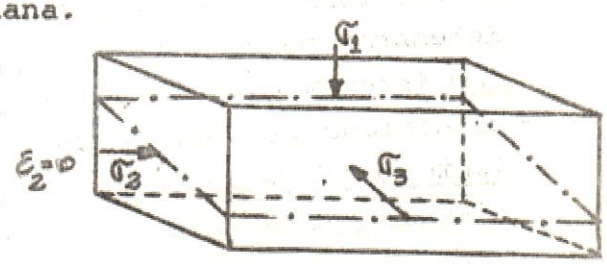
Recomenda-se pois tais ensaios como mais realísticos. Na prática antiga os FS de análises de estabilidade eram concomitantemente calculados para o adensado-rápido isotrópico e para o lento, sabendo-se portanto que $FS_{a.r.} <$ FS real $< FS_1$, visto que a condição de adensamento real é $1 < {}_1/\sigma_3 < (\sigma_1/\sigma_3)$ rut, que é $(1 + \text{sen}\,\varphi)/(1-\text{sen}\,\varphi)$ ou $tg^2(45 + \varphi/2)$.

7.5.2 Ensaios triaxiais rompidos com redução de σ_3.

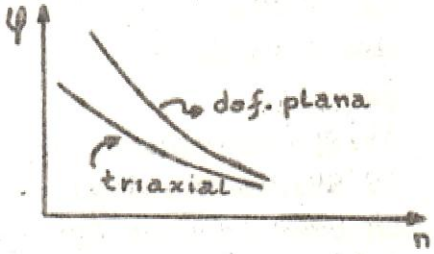
Para caso de taludes de corte é mais realística a rutura por alívio de tensão lateral do que por aumento de tensão vertical. Em solos em que ocorre um grande u de cisalhamento a diferença pode ser significativa, sendo obviamente maior a resistência (menor o u)no ensaio de rutura por redução de σ_3.

7.5.3 Ensaio de deformação plana.

Para representar condições em que as deformações e eventual rutura ocorrem em um plano, como no caso de taludes extensos etc..



Os ensaios em areias têm indicado valores de φ sistematicamente maiores (entre 4º para compacta e cerca de 0,5º para areia fofa) do que os valores de φ, na mesma porosidade, pela compressão triaxial.



76. <u>Bases da programação de ensaios de solos</u>.

(1) Primeiro identifica-se o tipo de material e, naturalmente, é indispensável conhecer os índices físicos, para bem programar os ensaios; como, porém, cada um dos corpos de prova de ensaios mais importantes (adensamento, cisalhamento etc.) fornece valores de índices físicos, só se fazem de início umas poucas determinações de tais índices, para orientação preliminar.

(2) O primeiro parâmetro geotécnico "intrínseco" importante a determinar, para poder interpretar corretamente, é a <u>pressão de preadensamento</u> pa. Distingue argilas normalmente adensadas das preadensadas etc... Portanto, para bem orientar um programa de ensaios (em solos argilosos) convém iniciar com ensaio de adensamento.

(3) O outro parâmetro geotécnico "intrínseco" que convém determinar logo de início é o <u>ângulo de atrito drenado</u>, que de-

ve ser determinado sob tensões (σ de cisalhamento direto ou σ_3 triaxial) as mais altas disponíveis pelo equipamento: de preferência superior a 1,5 p_a, para distanciar dos efeitos tanto do próprio preadensamento a longo prazo como de traumas de amostragem etc..

(4) Finalmente passa-se à realização dos ensaios diversos de acordo com o problema em foco (função também do tipo de solo etc.,conforme já caracterizado em primeiro grau de aproximação). Relembrar porém que,embora um problema específico possa suscitar interesse em apenas um ou outro parâmetro geotécnico mais condicionante, convém sempre realizar o suficiente de um"conjunto geral de ensaios" para bem delinear a "personalidade multi-facetada do solo".

(5) O princípio fundamental (Taylor e vários subsequentes)de toda a programação de ensaios para fins profissionais é:

(a) a visualização da sequência de estados de tensão a que ficarão sujeitos elementos dx. dy. dz. de solo no maciço;

(b) delimitação da trajetória de tensões, separando o tanto quanto possível entre o que possa e deva ser considerado como fase de "preparo" (adensamento) do c.p. e fase de solicitações complementares que se tema levem à "rutura".

(6) Até agora na grande maioria de casos (coeficiente de segurança FS $\geqslant$ 1,5) vale, em bom grau de aproximação, a estimativa de tensões em função da teoria de elasticidade. Modernamente reverifica-se e/ou revê-se em função de análises por elementos finitos etc. (incluindo já comportamentos reológicos elasto-plásticos etc.).

(7) Através de pesquisa laboratorial-acadêmica investigamos a interveniência de variações paramétricas, para entender o comportamento físico do solo e selecionar, para investigação laboratorial-profissional,apenas os fatores mais condicionantes, bem como em que direção resultam mais desfavoráveis. Indispensável minimizar o número de avenidas de investigação a percorrer. O engenheiro procura ser fiel à "realidade admitida"; porém, em caso de dúvida ou perante as faixas naturais de dispersão, sempre pende para o lado seguro, ensaiando em condições mais desfavoráveis (Ex.: em solo com S $\leqslant$ 100%, ensaia corpos de prova submetidos à saturação até S $\approx$ 100%, quando a obra admite a possibilidade de saturação e a resistência

tende a cair com a saturação).

(8) Convém lembrar que modernamente, quando se dispõe de programas de computação para análise de determinado problema, frequentemente resulta bem mais econômico realizar "ensaios de computação numérica", para aquilatar a importância de determinadas variações paramétricas, do que partir diretamente para a determinação laboratorial do parâmetro geotécnico visualizado como condicionante. (Ex.: Perante dado problema deseja-se conhecer o valor de E do solo: estima-se que seu valor possa variar $100 < E < 1000$ kg/cm^2; antes de partir para determinações laboratoriais, pode-se inserir no programa de computação valores E = 100, 300, 600, 1000 e, com isso, verificar qual seria a importância do conhecimento de E sobre a solução; frequentemente resulta que o parâmetro se demonstra condicinante de segundo grau...).

(9) Os dois gráficos básicos em que se acompanha a trajetória de tensões-deformações dos solos são os gráficos de compressibilidade (ex.edométrico) e o gráfico de Mohr.

A escala semi-log do edométrico foi útil para acentuar diferenças sob pressões menores e maiores, favorecendo detectar o pré-adensamento. Mas para outras finalidades, para superposições com gráfico de Mohr etc., é preferível reverter ao gráfico aritmético. Uma variação do índice de vazios e devido à compressibilidade corresponde basicamente a uma mudança do material durante a própria trajetória de tensões.

O plano de interesse fundamental no gráfico de Mohr é o de obliquidade máxima (investiga o fenômeno de rutura, no plano mais sujeito a tal problema de "descontinuidade"). Porém, para poder conjugar os estudos de cisalhamentos com os estudos de deformabilidades (volumétricas etc.), que estão mais associadas a comportamento médio, tem sido preferido trabalhar com as tensões no plano de τ máx, não por ser o plano de τ máx, mas porque neste plano temos $\sigma = 0,5\ (\sigma_1 + \sigma_3)$ e $\tau = 0,5\ (\sigma_1 - \sigma_3)$ e assim as condições médias de tensões, tanto normais como cisalhantes, estão razoavelmente representadas. Note-se que sob o ponto de vista de fenômenos de rutura as tensões no plano de τmáx não diferem muito das do plano de máxima obliquidade.

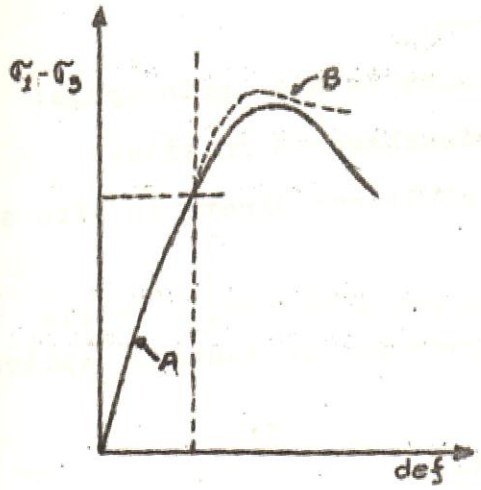
(10) Os principais problemas com que se defronta, num grau de precisão mais aprimorado, decorrem do fato de que (a) a amostra in-

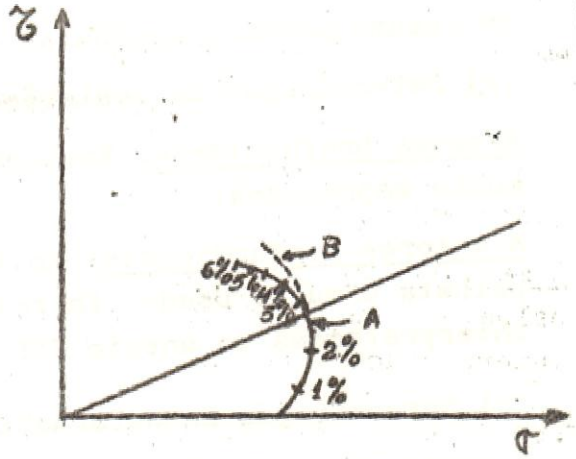
deformada não serve realmente para determinação direta do comportamento do elemento dx. dy. dz. por ela representado; (b) não é realmente válida a hipótese de que a trajetória de tensões e deformações de um corpo de prova partindo de $\sigma_1/\sigma_3 > 1$ reproduza (apenas com deslocamento de eixo) o trecho "restante" da trajetória análoga que teria começado de $\sigma_1/\sigma_3 = 1$.

Na Mecânica dos Solos ($\leqslant$ 1955) admitia-se que a amostra indeformada valia para determinação direta do comportamento do respectivo elemento de solo. Atualmente prefere-se usar a amostra indeformada como "modelo analógico", trabalhando com 3 ou mais c.p. submetidos a tensões diferentes $\geqslant$ 50% acima das tensões em que a amostra teria sofrido traumas: com os 3 ou mais ensaios determina-se a equação de variação do parâmetro com σ_1 e assim, extrapolando para trás, conclui-se qual será o comportamento a atribuir à amostra indeformada em seu campo de tensões naturais. Tal procedimento infelizmente esbarra com dificuldades nas argilas preadensadas quando p_a não é muito maior do que o p_e. Ocorrem também problemas devidos ao fato de que o tempo de compressão secundária constitui fator significativo, afetando parâmetros geotécnicos, e no laboratório nunca se reproduzem tais tempos senão modesta e inadequadamente.

Profissionalmente raciocina-se que perante a maioria dos problemas (salvo perante as consequências desfavoráveis da própria compressibilidade) os tempos menores de compressão secundária do programa laboratorial seriam mais plausíveis perante o tempo de interesse da obra e estariam do lado prudente.

Também admitia-se (ex-Taylor) que as trajetórias A e B de dois corpos de prova idênticos figurados nos esquemas anexos seriam superpostas. Atualmente (ex. Bishop e outros, > 1953) já se demonstrou que o comportamento será diferente: porém, como muito frequentemenmente o comportamento do caso B, "preparado anisotropicamente", passa a ser um tanto melhor do que o do caso A, que parte da condição isotrópica, na grande maioria dos problemas de rotina continua a ser empregado o ensaio isotrópico como solução a favor da segurança.





77. Ensaios especiais in situ.

Diversos são os ensaios especiais in situ a que se recorre em condições especiais. A idéia básica decorre do interesse em evitar "traumas de amostragem" e, frequentemente, em poder ensaiar volumes maiores e mais representativos de comportamentos médios significativos, evitando dúvidas decorrentes da heterogeneidade e dispersão etc..

Acontece, porém, que por um lado é indispensável bem programar tais ensaios em função de etapas anteriores de definição dos problemas etc.; por outro lado, não se deve esquecer que também estes ensaios provocam seus "traumas" no terreno circundante a ser ensaiado e não raramente a investigação e a interpretação de tais traumas é até mais difícil do que as da amostragem etc...; e, em particular, todo o processo de programação e de interpretação de qualquer ensaio in situ depende da teorização (hipóteses, fórmulas etc...) de como se comporta o solo circundante ao aparelho, como parte integrante do "maciço terroso infinito".

Para uma discussão apropriada de tais ensaios in situ dependemos, portanto, de ensinamentos que serão discutidos nas disciplinas de Obras de Terra e de Fundações. Por exemplo, a interpretação pormenorizada do ensaio de penetração estática EPE correlaciona-se ao comportamento de estacas; a determinação de deformabilidade e/ou módulo de elasticidade E, pelo carregamento de placa apoiada sobre o terreno, está associada a problemas discutidos em Fundações (placas rasas e profundas); os ensaios de permeabilidade in situ dependem de estudos da percolação de água em maciços terrosos, conforme estudos que

serão pormenorizados em Obras de Terra.

Em resumo podemos assinalar os seguintes ensaios principais:

(a) Determinação da resistência ao cisalhamento in situ.

A pouca profundidade. Ensaios de cisalhamento direto in situ são muito empregados.

A maiores profundidades. Em argilas moles a médias, o ensaio de palheta é muito usado. Em solos diversos tem-se tentado aplicar interpretações do ensaio EPE.

(b) Determinação de deformabilidade (E).

A pouca profundidade. É muito comum realizar ensaios de carregamento de placas (circulares) rígidas (ou às vêzes flexíveis), interpretando-se as deformações com referência a fórmulas da teoria da elasticidade.

A maiores profundidades. Está sendo muito divulgado o ensaio pressiométrico, que também dá indicações sobre o coeficiente Ko e sobre as condições de plastificação (rutura).

Resumidamente, compreende a execução de um furo no qual é inserido um cilindro inflável, que se ajusta às paredes em dado trecho vertical; a seguir injeta-se água dentro deste cilindro e medem-se as variações volumétricas etc. com o aumento da pressão.

(c) Determinações da permeabilidade in situ.

Em perfurações apropriadamente programadas e executadas injeta-se água sob pressão, registrando-se as perdas d'água em função da pressão aplicada e do tempo.

Em contraposição, frequentemente é mais apropriado empregar o furo como "poço", retirando-se água e verificando a vazão contribuída pelo terreno circundante em função do desnível de água (lençol freático externo rebaixado pela coluna d'água esgotada dentro do poço) e do tempo. Obviamente os resultados dependem fortemente das condições de percolação d'água que se admite ocorrerem ao redor do furo.

-o-