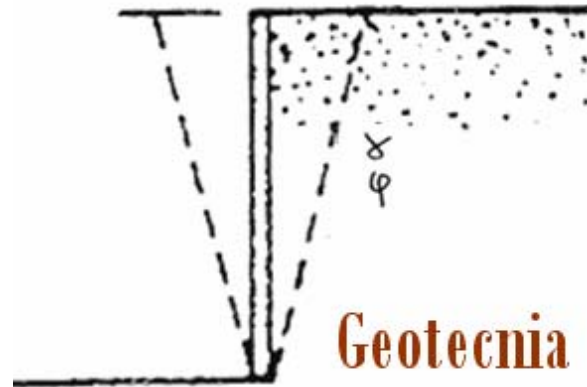


Notas de Aula
Mecânica dos Solos I

Curso de Engenharia Civil



Notas de Aula de Mecânica dos Solos I

Prof. Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

**1ª Edição
2009**

Termos Iniciais

Este documento foi elaborado com a finalidade de auxiliar no estudo e compreensão da matéria que compõe os conhecimentos básicos da Mecânica dos Solos aos alunos dos cursos de Engenharia Civil, assim como os profissionais atuantes nesta área de especialização. Segundo o Prof. Mitsuo Tsutsumi para quaisquer destes interessados, as principais razões que levam à necessidade de se compreender a Mecânica dos Solos são:

- a) Aprender a entender e poder avaliar as propriedades dos materiais geológicos, em particular o solo;
- b) Aplicar o conhecimento dos solos de uma maneira prática para projetar obras geotécnicas de forma segura e econômica;
- c) Desenvolver e progredir no conhecimento da Mecânica dos Solos através da pesquisa e experiência, e então acrescentar novos conhecimentos conceituais, e
- d) Estender conhecimentos a outros ramos do aprendizado ainda a serem desenvolvidos.

Além da importância do conhecimento destas razões, o engenheiro geotécnico tem ainda que lembrar de duas importantes responsabilidades: primeiro, projetar e construir estruturas seguras, e segundo, dar proteção às vidas das pessoas que usam ou passam sob estas estruturas. Por causa destas razões, e também porque o solo é considerado não apenas material de fundação (que serve de suporte às estruturas), mas também como material de construção (barragens de terra, rodovias, etc), os engenheiros devem ter um sólido conhecimento das propriedades e comportamento dos solos.

Sumário

Introdução à Mecânica dos Solos	5
Origem e Natureza dos Solos	12
Sistema Solo Água e Sistema Solo Água Ar	17
Investigação Geológica e Geotécnica	20
Prospecção do Subsolo	28
Identificação dos solos por meio de ensaios	30
Classificação dos solos	39
Classificação dos Solos pela Origem; Solos Orgânicos e Solos Lateríticos	44
Estado dos solos	48
Compactação dos solos	59
Tensões no solo - Capilaridade	70
Tensões Verticais Devidas a Cargas Aplicadas na Superfície do Terreno	79
A água no solo – Permeabilidade, fluxo unidimensional e tensões de percolação	89
Deformações devidas a carregamentos verticais	100
Teoria do Adensamento – Evolução dos recalques com o tempo	118
Teoria do Adensamento – Tópicos complementares	126
Estado de Tensões e Critérios de Ruptura	137
Resistência ao Cisalhamento do Solo – Areia	153
Resistência ao Cisalhamento do Solo – Argila	162

Engenharia Civil

Introdução à Mecânica dos Solos

Mecânica dos Solos I

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

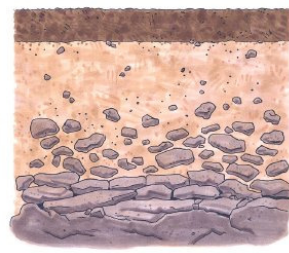
Introdução à Mecânica dos Solos

■ Observações Preliminares

Solo

■ O **solo** é o material de construção mais antigo, mais comum e o mais COMPLEXO que o homem dispõe.

■ É um componente indispensável para obras de engenharia civil, sendo portanto, imprescindível que se conheça seu comportamento nas mais diversas situações.



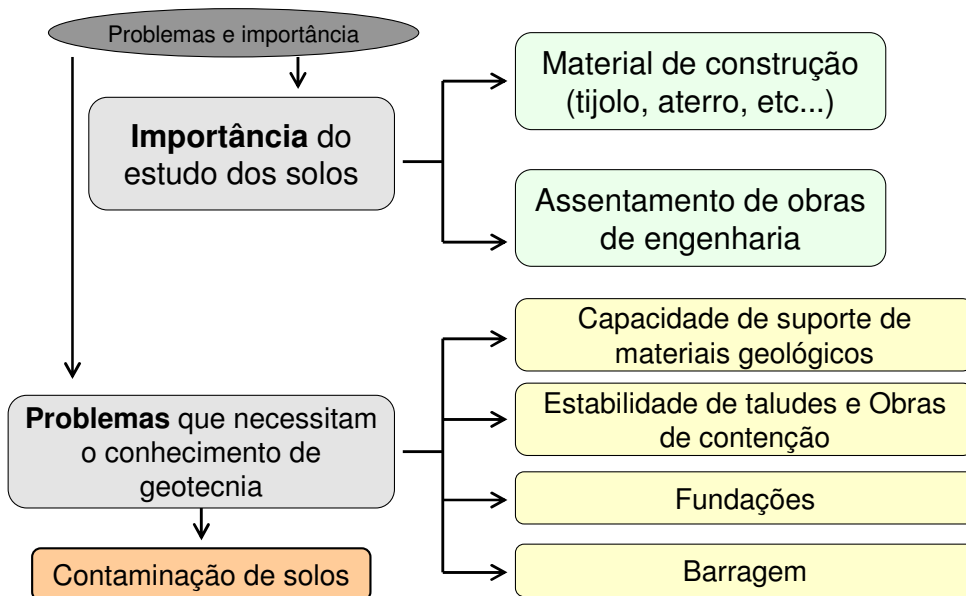
Introdução à Mecânica dos Solos

Observações Preliminares

Solo

- ▣ **Agricultura:** é a camada de terra tratável, que suporta as raízes das plantas.
- ▣ **Geologia:** é a capa superficial sobrejacente a rocha.
- ▣ Para o **Engenheiro Civil**, os solos são um aglomerado de partículas provenientes de decomposição da rocha, que podem ser escavados com facilidade, sem o emprego de explosivos, e que são utilizados como material de construção ou de suporte de estruturas.
- ▣ Na engenharia, rocha é todo o material que necessita de explosivo para seu desmonte.

Introdução à Mecânica dos Solos



Introdução à Mecânica dos Solos

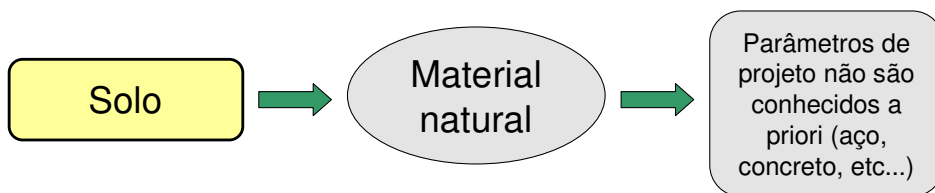
■ Observações Preliminares


Utilização do solo na Engenharia Civil

Condição Natural	Fundação	Estrutura	Edifícios, pontes, viadutos ...
		Pavimento	Piso Industrial, pátio, estradas e aeroportos
		Estrutura enterrada	Casa de força, tubulações e galerias.
	Solo Estrutural	Corte	Barragem, estrada e industriais
Vala		Fundação e Galerias	
Material de construção	Aterro		Barragem de usos múltiplos
	Bases e Sub-bases		Estradas e Pátios

Introdução à Mecânica dos Solos

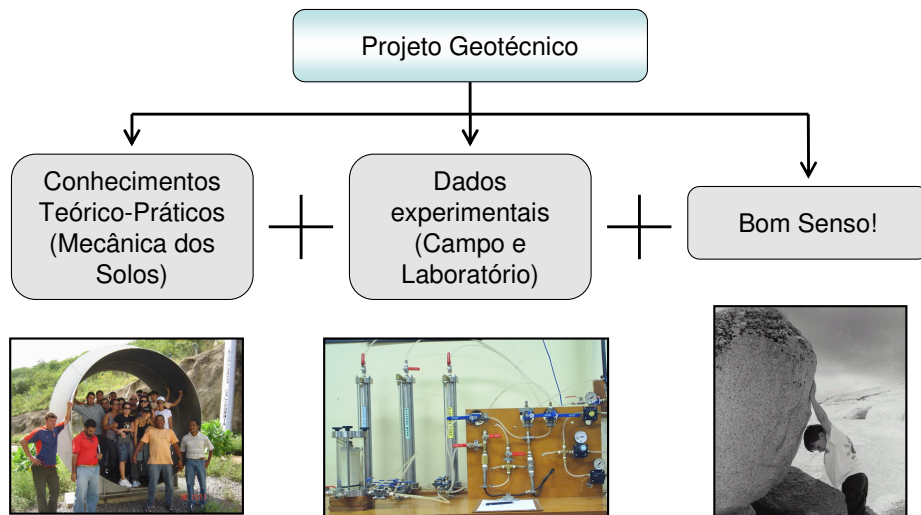
■ Observações Preliminares



Assim, como projetar barragens, portos, edifícios, rodovias, contenções, etc 

Introdução à Mecânica dos Solos

■ Observações Preliminares



Introdução à Mecânica dos Solos

■ Observações Preliminares

O que é Engenharia Geotécnica?

É uma das grandes áreas da Engenharia Civil, juntamente com:

Estruturas, Materiais, Construção Civil, Hidráulica, Rodovias, Saneamento e Transportes...

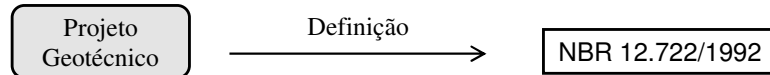
O que a Engenharia Geotécnica estuda?

A interação entre o ambiente geológico e trabalhos (obras) realizados pelo homem.

Segundo Souza Pinto (2002) *“Engenharia Geotécnica ou Engenharia de Solos, costuma empolgar os seus praticantes pela diversidade de suas atividades, pelas peculiaridades que o material apresenta em cada local e pela engenhosidade frequentemente requerida para a solução”*.

Introdução à Mecânica dos Solos

■ Observações Preliminares



O **projeto geotécnico** consta de:

- ✘ Plantas de localização, sistemas de rebaixamento de lençol, drenagem superficial e profunda, arrimos e fundações e injeções;
- ✘ Cortes e seções do terreno, mostrando as camadas do solo interessadas por aquelas obras;
- ✘ Detalhes de **projeto** das diversas obras de terra, sistemas de rebaixamento de lençol, drenagem superficial e profunda, arrimos, fundações e injeções;
- ✘ Esquemas de orientação da execução do **projeto**;
- ✘ Memória de justificativa e
- ✘ Memória de cálculo (no caso de problemas excepcionalmente complexos ou a pedido dos interessados).

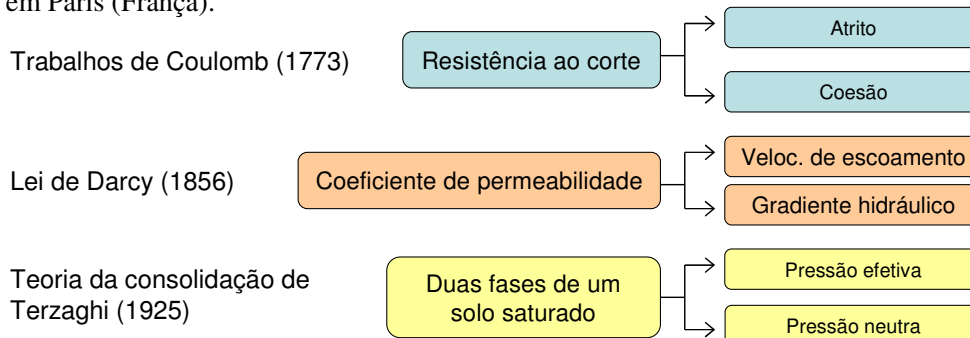
Introdução à Mecânica dos Solos

■ Marcos históricos da geotecnia

1° Congresso da SIMSEF (Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações): 1936 em Harvard (USA).

1° Congresso da SIMR (Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas): 1966 em Lisboa (Portugal).

1° Congresso da AIGE (Associação Internacional de Geologia de Engenharia): 1970 em Paris (França).



Introdução à Mecânica dos Solos

■ Breve Histórico

Até aproximadamente 1900 muitos conceitos de mecânica já haviam sido aplicados a solos, mas sem uma integração entre si:

Rankine, Coulomb, Darcy, Boussineq, Mohr, etc...

Karl Terzaghi (1882 – 1963), com seus estudos, estabeleceu a unificação dos diversos conceitos da mecânica geral aplicados a solos, criando a MECÂNICA DOS SOLOS!!

“Pai” da Mecânica dos solos!!

Escreveu o livro *“Theoretical Soil Mechanics”* e juntamente com Peck, escreveu: *“Soil Mechanics in Engineering Practice”*

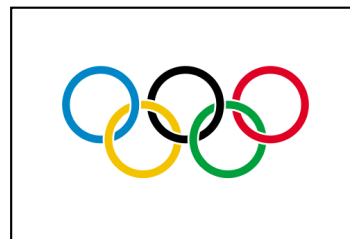


Introdução à Mecânica dos Solos

■ Breve Histórico

■ Após Terzaghi...

Donald W. Taylor
Ralph Peck,
Arthur Casagrande,
W. Skempton,
Laurits Bjerrum e etc...



■ Após Terzaghi...(Brasil)

Milton Vargas;
Costa Nunes;
Carlos Souza Pinto;
e etc...



Introdução à Mecânica dos Solos

Razões para o rápido desenvolvimento da Geotecnia

A rápida expansão da Geotecnia é consequência da crescente complexidade das realizações humanas e dos importantes problemas postos por diversos ramos da engenharia e da tecnologia, especialmente a partir da 2ª metade do século XX.

Com o desenvolvimento das grandes concentrações urbanas os edifícios tornaram-se cada vez mais altos e, simultaneamente, os locais mais apropriados cada vez mais escassos. Mas nem por isso as construções deixaram de ser feitas. É o caso da torre Latino-Americana, construída nos anos 50 na cidade do México, com 182 m de altura, assente em 361 estacas de 35 cm de diâmetro cada, fundadas a 33 m de profundidade (Mineiro, 1981): apesar das condições geotécnicas desfavoráveis resistiu aos grandes sismos de 1957 e 1985, sem danos. Outro interessante exemplo de construção anti-sísmica é o Banco de América, em Manágua, o edifício mais alto da Nicarágua que foi um dos raros resistentes ao terremoto de 23 de Dezembro de 1972.

Introdução à Mecânica dos Solos

Organizações geotécnicas

ISSMGE: Internacional Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering

www.iggmge.org

ABMS: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

www.abms.com.br

NRRS: Núcleo Regional do Rio Grande do Sul

www.abms.com.br/novo/regional

Engenharia Civil

Origem e Natureza dos Solos

Mecânica dos Solos I

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

Origem e natureza dos solos

▣ As Partículas Constituintes do Solo

▣ Forma das Partículas.

Arredondadas ou Angulares

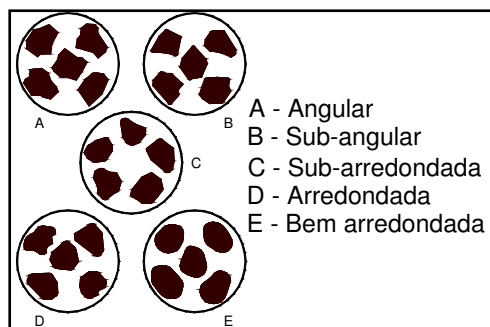
Lamelares

Fibrilares

▣ Tamanho das Partículas.

Granulometria

Diâmetro equivalente



▣ Relação entre Forma e Tamanho

Superfície específica

Partícula	Superfície Específica	Partícula	Superfície Específica
Areia (0,1 mm f)	0,03m ² /g	Ilita	100m ² /g
Caolinita	10m ² /g	Montmorilonita	1000m ² /g

Mineralogia dos solos

▣ Composição

- ▣ Minerais resistentes ao intemperismo. Ex: quartzo.
- ▣ Minerais intemperizáveis em diferentes graus de alteração. Ex: feldspatos, micas.
- ▣ Minerais secundários → originados do intemperismo. Ex: argilominerais

▣ Argilominerais

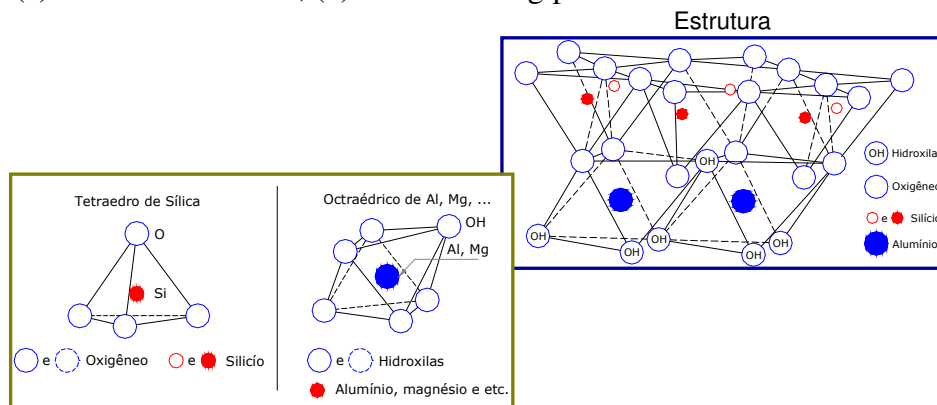
- ▣ Principais formadores da fração fina dos solos.
- ▣ Determinantes das propriedades plásticas e de coesão dos solos.

Mineralogia dos solos

▣ Argilominerais

▣ Unidades cristalográficas básicas

(a) tetraedros de sílica; (b) octaedros de gipsita.



Mineralogia dos solos

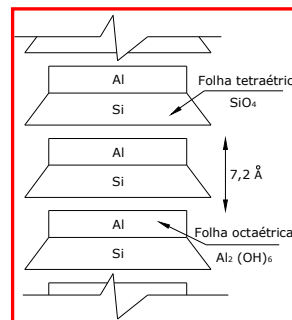
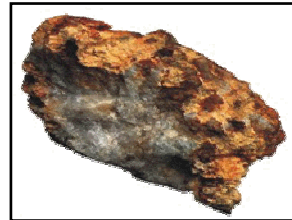
Argilominerais

Espécies mineralógicas

(a) Caulinita

- ▣ Dominantes na maioria dos solos ácidos de regiões tropicais e subtropicais.
- ▣ Não apresenta cátions entre as camadas.
- ▣ Estáveis contra ataque químico.
- ▣ Permeabilidade moderadamente baixa ($<10^{-8}\text{m}$).
- ▣ Baixa CTC – 50meq/kg.

A caulinita é classificada como um argilomineral 1:1 (1 camada tetraédrica de silicato e 1 camada octaédrica de gipsita), apresentando um distância interplanar basal igual a $7,2\text{Å}$ ou $7,2 \times 10^{-10}\text{m}$.



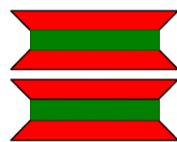
Mineralogia dos solos

Argilominerais

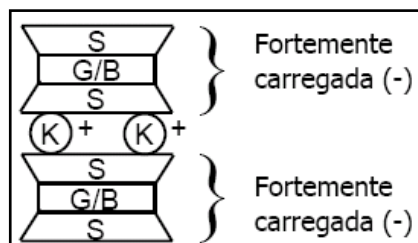
Espécies mineralógicas

(b) Ilita

- ▣ Argilomineral 2:1 parcialmente expansivo, distância basal: 10Å , cristais.
- ▣ Rigidez das ligações entre camadas e dificuldade à penetração de água e íons.
- ▣ Baixa expansão, adsorção d'água e plasticidade.
- ▣ Comuns em solos originários de rochas graníticas.
- ▣ Absorve facilmente os contaminantes (especialmente metais pesados) – cargas e espaço.



ESTRUTURA 2 : 1
esmectitas e illita



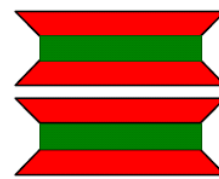
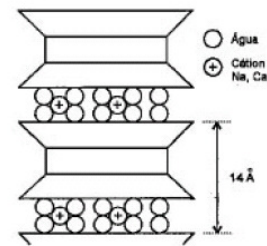
Mineralogia dos solos

■ Argilominerais

■ Espécies mineralógicas

(c) Esmectita (Montmorilonita)

- Grupo de argilominerais 2:1, expansivos, distância basal: 10 a 20Å.
- Solos pouco intemperizados, regiões temperadas e áridas, locais com drenagem impedida (Vertissolos e Solos Litólicos → Campanha RS).
- Elevada capacidade de expansão e contração, elevada plasticidade (IP:60-600%).
- Permeabilidade (k) = 10^{-9} – 10^{-11} m/s
- Ataques ácidos podem atingir o íon K^+ e causar: expansão e aumento da permeabilidade



ESTRUTURA 2 : 1
esmectitas e illita

Ensaio em Laboratório

■ Exemplo com bentonita

Atividade: Ensaio de expansão livre com os seguintes materiais: ácido sulfúrico (H_2SO_4), hidróxido de sódio (NaOH) e água destilada (H_2O).

Objetivo: O objetivo dos ensaios foi de verificar a capacidade de expansão da bentonita, em meio às diferentes soluções.

Métodos: O ensaio foi realizado segundo a Norma ASTM D 5890-95 - Standard Test Method for Swell Index of Clay Mineral Component of Geosynthetic Clay Liners.

- 2 g de bentonita sódica com 100 ml de água destilada (H_2O);
- 2 g de bentonita sódica com 100 ml de hidróxido de sódio 5% (NaOH),
- 2 g de bentonita sódica com 100 ml de ácido sulfúrico 5% (H_2SO_4).

Ensaio em Laboratório

Exemplo com bentonita

Tabela 1: Valores de pH medidos logo após a mistura.

Mistura	Ensaio 01	Ensaio 02	Ensaio 03
	pH	pH	pH
Bentonita + (H ₂ O);	10,46	10,60	9,83
Bentonita + (NaOH)	12,53	12,03	13,82
Bentonita + (H ₂ SO ₄)	0,83	0,69	0,54

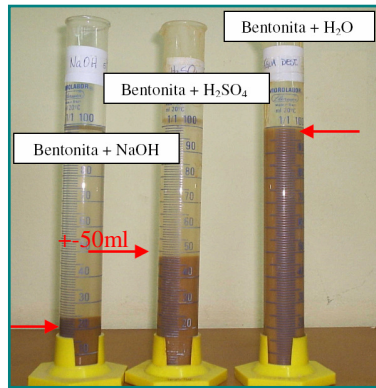


Figura 1: Ensaio 03 com 10 gramas de bentonita, após 24 horas de mistura.

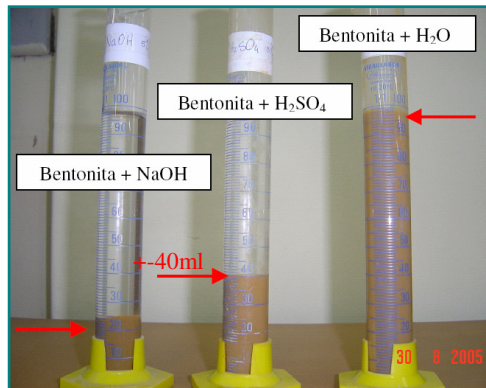


Figura 2: Ensaio 03 com 10 gramas de bentonita, após 72 horas de mistura.

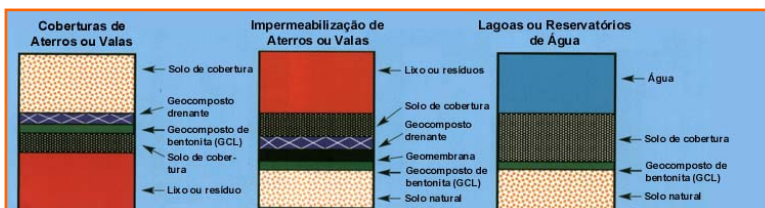
Aplicação

Geocomposto de bentonita

- 50 % em bases de aterros sanitários.
- 35 % em coberturas de aterros sanitários.
- 10 % em proteção secundária de tanques de combustíveis.
- 5 % outros.



Capacidade de regeneração da bentonita sódica quando perfurada



Detalhe da aplicação do Geocomposto de Bentonita

Engenharia Civil

Sistema Solo Água e Sistema Solo Água Ar

Mecânica dos Solos I

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

Sistema Solo Água

■ Sistema Solo Água

- Solos saturados;**
- Origem da água no solos (ciclo hidrológico);**
- Formas de ocorrência da água nos solos;**

Água higroscópica - é fixada na superfície dos colóides, por absorção;

Água capilar - é sujeita a fenômenos de capilaridade no solo e desloca-se nos espaços intersticiais;

Água gravitacional - não é retida no solo, deslocando-se apenas nos macroporos, por ação da gravidade;

Água de constituição - integrante da estrutura química da fração sólida do solo.

Sistema Solo Água

■ Sistema Solo Água

- No sistema solo-água atuam tanto forças gravitacionais, decorrentes do peso das partículas, como forças de natureza superficial, de atração e repulsão entre as partículas de solo, a água e os íons presentes.
- A interação físico-química entre as moléculas de água, as partículas de solo e os íons presentes, dão origem à formação da chamada “dupla camada”.
- Da combinação das forças de atração e de repulsão entre as partículas resulta a estrutura dos solos, que se refere à disposição das partículas na massa de solo e às forças entre elas.

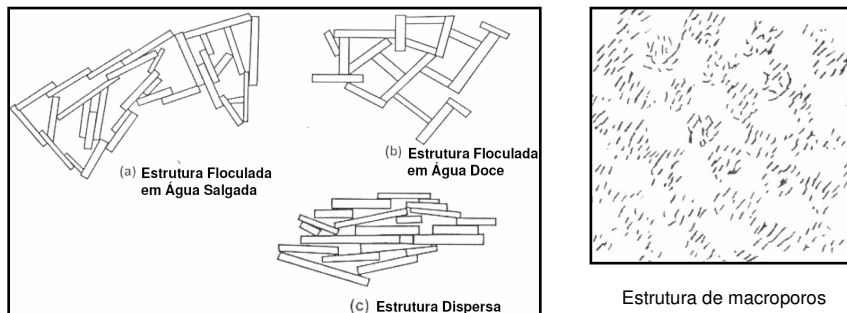
Sistema Solo Água

■ Sistema Solo Água

- Lambe (1953) identificou **dois** tipos básicos de estrutura:

Estrutura Floculada: Os contatos se fazem entre faces e arestas, ainda que através da água adsorvida.

Estrutura Dispersa: Quando as partículas se posicionam paralelamente, face a face.

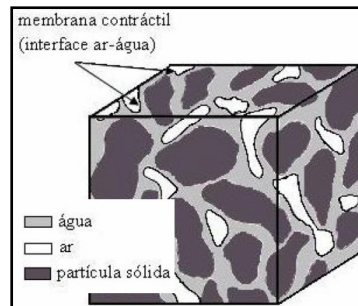


Sistema Solo Água Ar

■ Sistema Solo Água Ar

- Solos não saturados;
- Formas de ocorrência do ar nos solos:
 - Bolhas oclusas
 - Canalículos intercomunicados
- Formação de meniscos nos contatos ar-água
- Tensão de sucção;
- Fenômeno da capilaridade.

Elemento de solo não saturado com fase gasosa contínua. (adaptado de Fredlund e Morgenstern, 1977).



Engenharia Civil

Investigação Geológica e Geotécnica

Mecânica dos Solos I

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

Investigação Geológica e Geotécnica

■ Métodos de Investigação Geológica

■ Unidade geológica: é um corpo geológico espacialmente delimitado, com características específicas e comportamento similar face à determinada solicitação.

■ Corpo geológico: Camada, zona ou trecho capaz de ser delimitado em superfície e/ou em subsuperfície, com características e propriedades singulares.

■ Comportamento similar: Comportamento semelhante face à mesma solicitação.

■ Solicitação: Ação sobre o ambiente geológico imposta, induzida ou resultante da interação com a ocupação antrópica.

Investigação Geológica e Geotécnica

■ Unidades Geológicas

■ Toda unidade geológica está associada a um processo geológico específico, de tal sorte que o conhecimento dos processos que atuaram num local determinado é essencial para o conhecimento das unidades presentes.

■ Uma unidade geológica pode ser constituída por um conjunto de camadas ou por camadas individualizadas, em conformidade com a solicitação.

■ Exemplo: No caso de uma rodovia, uma camada de argila orgânica de um corpo aluvionar será considerada como uma unidade geológica, devido à possibilidade de induzir recalques do pavimento. Por outro lado, para fins de escavação, um conjunto de várias camadas de um aluvião, pode ser considerado como uma única unidade geológica.

Investigação Geológica e Geotécnica

■ A investigação geológica

■ Caracterizar as solicitações;

■ Avaliar as unidades geológicas presentes em função dos dados existentes, de reconhecimento geológico e outros métodos;

■ Selecionar os métodos de investigação aplicáveis em função das solicitações, unidades geológicas, fase dos estudos, logística, resolução, prazo, custo e outras variáveis e distribuir as investigações na área através de critérios geométrico e geológico;

■ Elaborar especificações executivas, procedimentos de fiscalização, critérios de medição e pagamento, contrato e licitação;

■ Acompanhar os resultados e ajustar o plano de investigação;

■ Interpretar os resultados e elaborar os modelos geológico e geomecânico;

■ Elaborar seções geológicas e outras formas de apresentação de dados conforme requerido;

■ Acompanhar a escolha da solução e o desenvolvimento do projeto.

Investigação Geológica e Geotécnica

▣ Principais limitações

- ▣ Resolução: capacidade do método de fornecer a informação desejada; a resolução de cada método pode variar conforme a solicitação ou ambiente;
- ▣ Prazo: o prazo disponível para as investigações pode limitar ou até impedir a aplicação de determinados métodos em função do tempo de execução;
- ▣ Custo: o custo das investigações varia entre um e três por cento do custo do empreendimento ou obra, exceto em casos especiais;
- ▣ Custo x benefício: há um relação ótima entre o volume de investigação, que se reflete no custo das investigações e as informações obtidas, ou seja, o benefício alcançado.

Investigação Geológica e Geotécnica

▣ Métodos Geofísicos

Métodos sísmicos

- São os mais empregados por refletirem as propriedades mecânicas das rochas e facilitam a interpretação e correlação com dados de sondagens diretas
- Sísmica de refração (mais empregado); Sísmica de reflexão; Crosshole e tomografia sísmica

Métodos geoeletricos

- Eletroresistividade (sondagem elétrica vertical e caminhamento elétrico); Potencial espontâneo; Condutividade (VLF); Radar de penetração (GPR)

Outros métodos geofísicos

- Geofísica subaquática (sonografia, ecobatimentria, magnetometria e gravimetria)

Investigação Geológica e Geotécnica

▣ Poços (PI) e trincheiras (TR) de inspeção

- Poços: escavação manual, com enxadão, pá e sarilho, com seções de 1,0m² de lado, atravessando as camadas de solo;
- Profundidade limitada pela presença de água, material instável e rocha; para prosseguir a escavação nessas condições são necessários procedimentos especiais;
- Visualização de grande extensão do material e a retirada de grandes volumes de amostra e de amostras indeformadas;
- Rápido até 10m. Profundidade máxima em condições ideais: 20m
- Trincheiras são escavações em forma de valeta; podem ser feitas mecanicamente;
- Cuidados: instabilização das paredes; quedas de pessoas e animais (necessário cerca e cobertura).

Investigação Geológica e Geotécnica

▣ Poços (PI) e trincheiras (TR) de inspeção



Investigação Geológica e Geotécnica

▣ Sondagem a Trado

- ▣ Escavados manualmente com o auxílio de uma broca chamada trado, acoplada a hastes de aço de $\frac{3}{4}$ de polegadas e a um tê para imprimir o movimento giratório;
- ▣ Somente atravessa a camada de solo, sendo interrompidos pela ocorrência de quaisquer materiais mais duros (rocha alterada mole, linha de seixos, etc) e pela presença de água subterrânea;
- ▣ Permite a obtenção de grande volume de amostras deformadas;
- ▣ Método rápido e portátil; profundidade máxima em condições ideais: 25 a 30m.

Investigação Geológica e Geotécnica

▣ Coleta de Amostras

- ▣ Amostra deformada: amostra de solo retirada com a destruição ou modificação apreciável de suas características “in situ”; também chamada de amostra amolgada quando ocorre a fragmentação do material amostrado.



Investigação Geológica e Geotécnica

☒ Coleta de Amostras

☒ Amostra deformada: amostra de solo retirada com a destruição ou modificação apreciável de suas características “in situ”; também chamada de amostra amolgada quando ocorre a fragmentação do material amostrado.



Investigação Geológica e Geotécnica

☒ Coleta de Amostras

☒ Amostra deformada: amostra de solo retirada com a destruição ou modificação apreciável de suas características “in situ”; também chamada de amostra amolgada quando ocorre a fragmentação do material amostrado.



Investigação Geológica e Geotécnica

☒ Coleta de Amostras

☒ Amostra indeformada: amostra de solo retirada sem ou com pequena modificação de suas características “in situ” com o uso de equipamentos e técnicas apropriadas.



Investigação Geológica e Geotécnica

☒ Coleta de Amostras

☒ Amostra indeformada: amostra de solo retirada sem ou com pequena modificação de suas características “in situ” com o uso de equipamentos e técnicas apropriadas.



Investigação Geológica e Geotécnica

▣ Coleta de Amostras

▣ Amostra indeformada: amostra de solo retirada sem ou com pequena modificação de suas características “in situ” com o uso de equipamentos e técnicas apropriadas.



Engenharia Civil

Prospecção do Subsolo

Mecânica dos Solos I

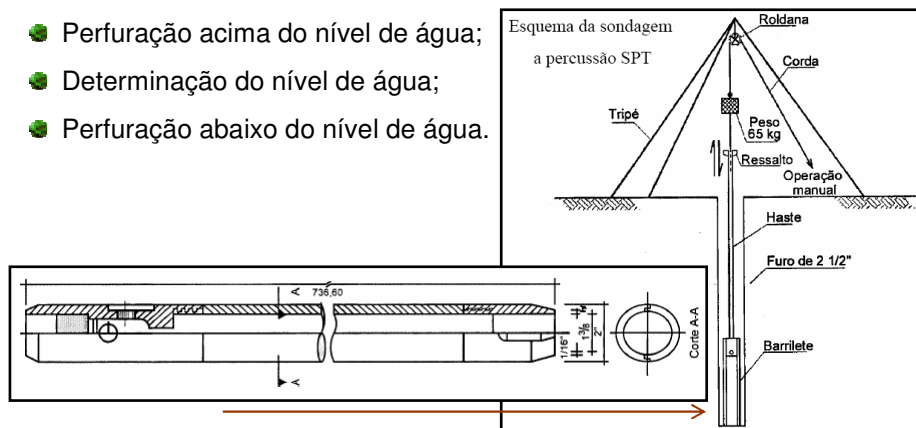
Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

Prospecção do subsolo

■ Sondagens de Simples Reconhecimento

■ NBR 6484. A sondagem consiste essencialmente em dois tipos de operação: Perfuração e Amostragem.

- Perfuração acima do nível de água;
- Determinação do nível de água;
- Perfuração abaixo do nível de água.



Prospecção do subsolo

Resistência à penetração – SPT – NBR 7250

A Resistência à penetração é referida como o número N do SPT ou SPT do solo, sendo SPT as iniciais de “Standart Penetration Test”.

Número N do SPT	Compacidade da areia
0 a 4	Muito fofa
5 a 8	Fofa
9 a 18	Compacidade média
18 a 40	Compacta
Acima de 40	Muito compacta

Número N do SPT	Consistência da argila
< 2	Muito mole
3 a 5	mole
6 a 10	Consistência média
11 a 19	Rija
> 19	Dura

Em função da resistência a penetração, o estado do solo é classificado pela compacidade (areia), ou pela consistência (argila ou silte argiloso).

Prospecção do subsolo

Resistência à penetração – SPT – NBR 7250

Rojas Engenharia		José Waldomiro J. Rojas		Rua Capitão Eleutério 210, sala 304 tel: 99626656		Obra:	
Logo		Rojas Engenharia		Rua Capitão Eleutério 210, sala 304 tel: 99626656		Perfil de Sondagem à Percussão	
Cliente: Companhia Terran		Cotas:		Datas:		Diâmetro revestimento = 21/2	
Endereço: Rua Bento Gonçalves - Passo Fundo		RN: 100,00		Inicial: 17/10		Barrilete amostrador:	
Complementos: Nenhum		Furo: 95,60		Final: 18/10		Diâmetro externo = 50,80 mm	
Responsável Técnico: José W. Jiménez Rojas		Escala:		Furo:		Diâmetro interno = 34,40 mm	
		1 / 100		02			
Nível Água (m)	Cotas (m)	Nº de Golpes			Prof. da Camada (m)	Número de Golpes (1º + 2º) Interrompido (2º + 3º) Contínua	MATERIAL Classificação macroscópica (Táctil e Visual)
		1º 15cm	2º 15cm	3º 15cm			
	01	Perfurado a Trado			1,00		Argila vermelha com pigmentos brancos - MOLE
	02	01	02	02	2,00		Argila vermelha pouco siltosa com pigmentos brancos - MOLE
	03	02	02	03	3,00		Argila vermelha pouco siltosa com pigmentos brancos - MÉDIA
	04	03	04	05	4,00		Argila vermelha pouco siltosa com pigmentos brancos - MÉDIA
	05	03	03	04	5,00		Argila vermelha pouco siltosa com pigmentos brancos - MÉDIA
	06	02	03	03	6,00		Argila vermelha pouco siltosa com pigmentos brancos - MÉDIA
	14	03	05	05	14,00		Argila marrom pouco siltosa com pig. claros e escuros - MÉDIA
	15	05	07	09	15,00		Argila marrom pouco siltosa com pigmentos claros - RIJA
	16	08	06	09	15,90		Silte argiloso cor marrom e veios roxos - RIJA
	17				17,00		IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO
18/10	13,70						
	79,70						
	Impenetrável a percussão						

Apresentação dos Resultados

Engenharia Civil

Identificação dos solos por meio de ensaios

Mecânica dos Solos I

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

Ensaio de caracterização

■ Análise Granulométrica

■ Um solo pode ser considerado como um conjunto formado por partículas de diversos tamanhos.

■ De acordo com seu tamanho, as partículas de um solo podem ser classificadas como:

Pedregulho	4,76mm	<	ϕ		
Areia grossa	2,00mm	<	ϕ	<	4,76mm
Areia média	0,42mm	<	ϕ	<	2,00 mm
Areia Fina	0,05mm	<	ϕ	<	0,42mm
Silte	0,005mm	<	ϕ	<	0,05mm
Argila			ϕ	<	0,005mm

Ensaio de caracterização

■ Análise Granulométrica

■ (NBR 7181, 1984)

■ Peneiramento: Série de peneiras Padrão.

ASTM	Abertura (mm)	ASTM	Abertura (mm)
3'	76,2	16	1,2
2"	50,8	20	0,84
1 1/2"	38,1	30	0,60
1"	25,4	40	0,42
3/4"	19,1	50	0,30
3/8"	9,5	60	0,25
1/4"	6,4	90	0,18
4	4,8	100	0,15
8	2,4	200	0,074
10	2,0		

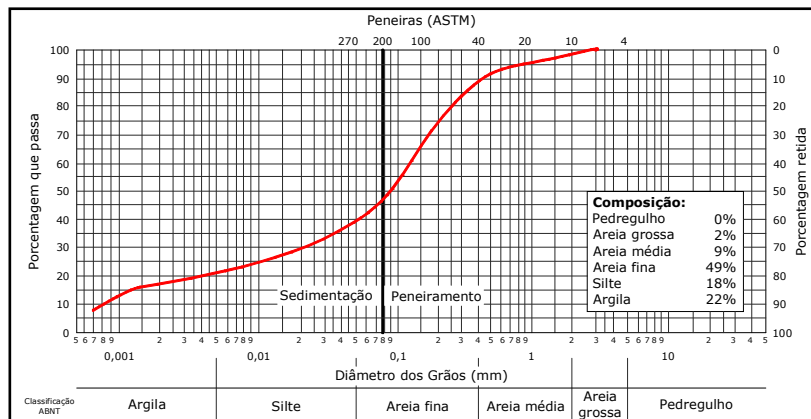


Peneiramento: série de peneiras padrão

Ensaio de caracterização

■ Análise Granulométrica

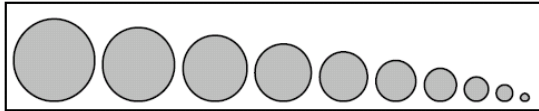
■ A medida do tamanho das partículas constituintes de um solo é feita por meio da granulometria e para representação dessa medida costuma-se utilizar uma curva de distribuição granulométrica.



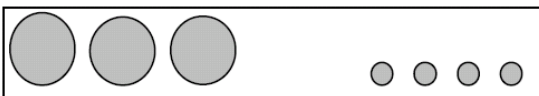
Ensaio de caracterização

■ Análise Granulométrica

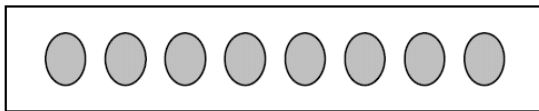
■ Tipos de Curvas Granulométricas (gradação).



Distribuição dos tamanhos de grãos de um solo de granulometria contínua.



Distribuição dos tamanhos de grãos de um solo de granulometria descontínua.

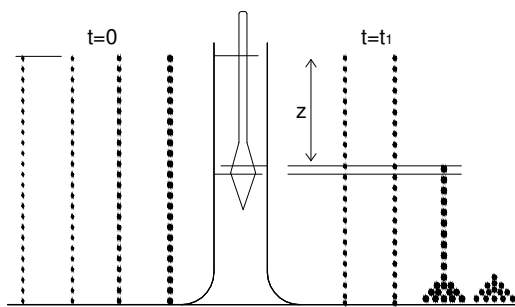


Distribuição dos tamanhos de grãos de um solo de granulometria uniforme.

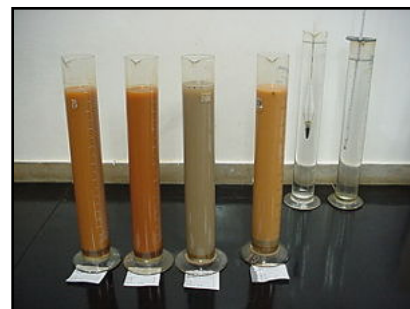
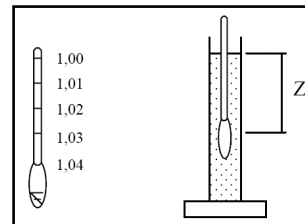
Ensaio de caracterização

■ Análise Granulométrica

■ Detalhes do ensaio de granulometria.



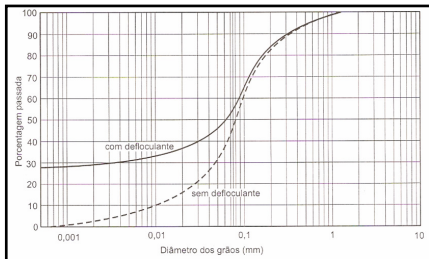
$$v = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18 \cdot \mu} \cdot D^2$$



Ensaio de caracterização

Análise Granulométrica

ROTEIRO para realização da análise Granulométrica segundo a **NBR 7181**



Uso do defloculante.

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA
NBR 7181/84
ARNOLD, D. G.

4.2.1 $M_t = \text{g}$

4.2.2 Torções

4.2.3 Secar a 105° C

4.2.4 20 mm

4.2.5 20 mm

4.2.6 20 mm

4.3.1 $M_h = \text{g}$

4.3.2 125 ml de defloculante

4.3.3 Dispersor

4.3.4 1 minuto

4.3.5 a 4.3.7 densímetro

4.3.8 0,074 mm

4.4 Secar a 105° C

4.5.1 $M_g = \text{g}$

4.5.2 Peneiramento Grosso

4.5.3 Peneiramento Fino

Massa Total da amostra seca
 $M_s = \frac{(M_t - M_g)}{(100 - T)} \times 100 + M_g$

Peneiramento Grosso
 $Q_g = \frac{(M_t - M_g)}{M_s} \times 100$

Peneiramento Fino
 $Q_f = \frac{M_f \times 100 - M_g(100 + T)}{M_s \times 100}$

$Q_s = N \times \frac{5}{(5 - Q_d)} \times \frac{V \cdot C_c(L - L_d)}{M_t(100 - T)}$

$d = \sqrt{\frac{1800 \mu \cdot a}{\delta \cdot Q_d} - 1}$

4.5.2 Peneiramento Grosso

- 50 mm
- 38 mm
- 25 mm
- 19 mm
- 9,5 mm
- 4,8 mm

4.5.3 Peneiramento Fino

- 1,2 mm
- 0,8 mm
- 0,42 mm
- 0,25 mm
- 0,15 mm
- 0,074 mm

Ensaio de caracterização

Análise Granulométrica

Parâmetros de uma Curva Granulométrica.

Diâmetro Efetivo: D_{10} = é o diâmetro correspondente a 10% , em peso total, de todas as partículas menores que ele.

Coefficiente de uniformidade: C_u

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \rightarrow D_{60} = \text{diâmetro através do qual } 60\% \text{ do total do solo passa.}$$

Quando:

- $C_u < 5 \rightarrow$ solo muito uniforme;
- $5 < C_u < 15 \rightarrow$ solo com uniformidade média;
- $C_u > 15 \rightarrow$ solo desuniforme.

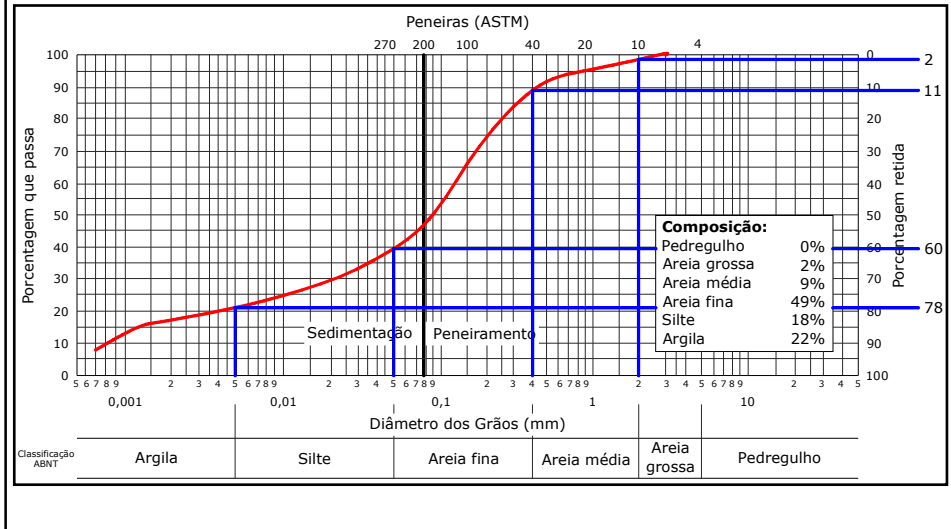
Coefficiente de curvatura: C_c

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \cdot D_{10}} \rightarrow D_{30} = \text{diâmetro correspondente a } 30\%$$

$1 < C_c < 3 \rightarrow$ solos bem graduados.

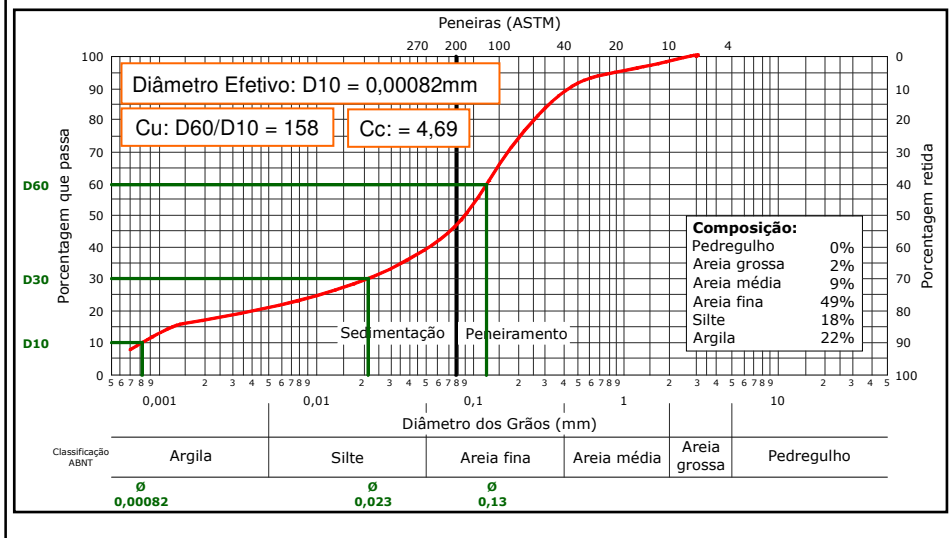
Ensaio de caracterização

■ Análise Granulométrica



Ensaio de caracterização

■ Análise Granulométrica

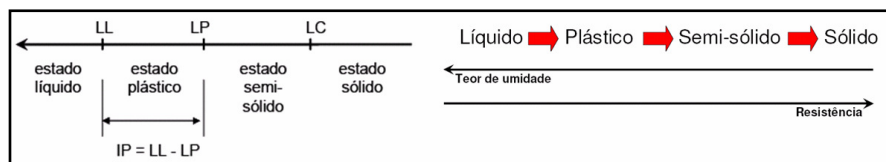


Ensaio de caracterização

Índices de Consistência (Limites de Atterberg)

Um solo argiloso, dependendo de seu teor de umidade, pode apresentar características iguais às de um líquido ou de um sólido. Entre esse dois estados limites, o solo passa por um estado plástico e por um estado semi-sólido. São os estados de consistência do solo.

Foram definidos pelo Eng. Atterberg, em 1908, para caracterizar as mudanças entre os estados de consistência. Posteriormente Casagrande apresentou uma padronização da forma de se proceder nos ensaio para a determinação desses limites.



Ensaio de caracterização

Índices de Consistência (Limites de Atterberg)

Limite de Liquidez: o teor de umidade que indica a passagem do estado plástico para o estado líquido. (NBR 6459)

Está relacionado com a capacidade do solo em absorver água.

É realizado no aparelho de Casagrande.

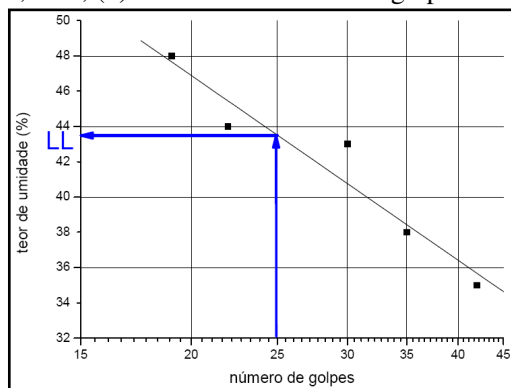


Esquema do aparelho de Casagrande para determinação do LL.

Ensaio de caracterização

Índices de Consistência (Limites de Atterberg)

Procedimentos: (1) Camada de 1 cm de solo, (2) Com um cinzel é feita uma ranhura no centro, (3) ira-se então a manivela do aparelho, com uma rotação constante de 2 golpes por segundo, até que a ranhura se feche numa extensão de 1,0 cm, (4) Anota-se o número de golpes até esse ponto e retira-se uma amostra



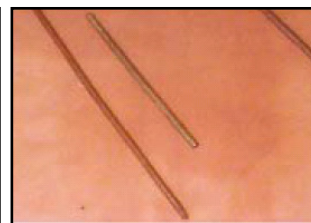
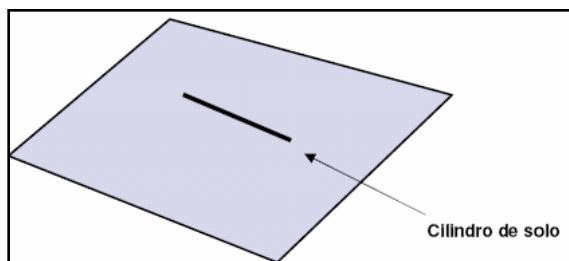
do local onde o solo se uniu, para determinação do teor de umidade. (5) O limite de liquidez é igual ao teor de umidade correspondente a 25 golpes. (6) Realizar o ensaio até que se tenha, no mínimo, 4 pontos, 2 acima e 2 abaixo de 25 golpes.

Ensaio de caracterização

Índices de Consistência (Limites de Atterberg)

Limite de Plasticidade: é o teor de umidade que indica a passagem do estado semi-sólido para o estado plástico. (NBR 6459)

Equipamento: placa de vidro com uma face esmerilhada e cilindro padrão com 3mm de diâmetro.



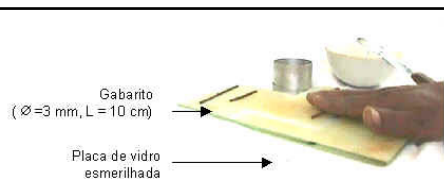
Ensaio de caracterização

Índices de Consistência (Limites de Atterberg)

Procedimento: faz-se uma pasta com o solo passado na peneira 0,42 mm, com um teor de umidade inicial próximo ao limite de liquidez. Em seguida rola-se esta pasta até que duas condições sejam simultaneamente alcançadas:

Diâmetro igual ao do cilindro padrão e aparecimento de fissuras.

- O teor de umidade do rolinho, nesta condição, representa o limite de plasticidade do solo (LP).
- Quando não é possível se obter o LP de um solo, ele é denominado não plástico (NP)



Ensaio de caracterização

Índices de Consistência (Limites de Atterberg)

Índice de Plasticidade: É calculado pela diferença entre LL e LP.

$$IP = LL - LP$$

Mede a plasticidade dos solos e fisicamente representa a quantidade de água necessária para que um solo passe do estado plástico ao líquido.

Mede a tendência à expansão do solo.

1 < IP < 7 - Solos Fracamente Plásticos
7 < IP < 15 - Solos Medianamente Plásticos
IP > 15 - Solos Altamente Plásticos

Ensaio de caracterização

Índices de Consistência (Limites de Atterberg)

Valores Típicos de LL e IP

Solos	LL	IP
Residuais de arenito (arenosos finos)	29-40	11-20
Residual de gnaiss	45-55	20-25
Residual de basalto	45-70	30-30
Residual de granito	45-55	14-18
Argilas orgânicas de várzeas quaternárias	70	30
Argilas orgânicas de baixadas litorâneas	120	80
Argila porosa vermelha de São Paulo	65-85	25-40
Argilas variegadas de São Paulo	40-80	15-45
Areias argilosa variegadas de São Paulo	20-40	5-15
Argilas duras cinzas de São Paulo	64	45

Ensaio de caracterização

Índices de Consistência (Limites de Atterberg)

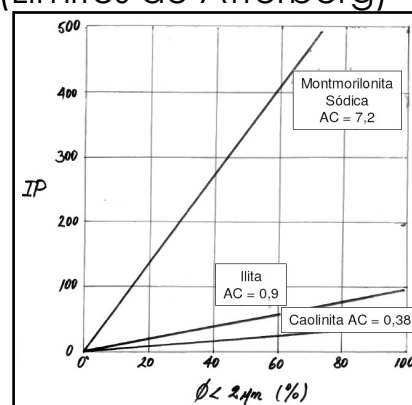
Índice de Atividade (Skempton)

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

Os Índices de Atterberg indicam a influência dos finos argilosos no comportamento do solo.

Atividade da fração argila

AC < 0,75 - Argilas Inativas
 0,75 < AC < 1,25 - Argilas Normais
 AC > 1,25 - Argilas Ativas



Engenharia Civil

Classificação dos solos

Mecânica dos Solos I

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

Classificação dos Solos

■ A importância da classificação dos solos

■ O objetivo da classificação dos solos, sob o ponto de vista de engenharia, é o de poder estimar o provável comportamento do solo ou, pelo menos, o de orientar o programa de investigação necessário para permitir a adequada análise de um problema.

■ Os índices empregados são geralmente a composição granulométrica e os índices de Atterberg.

■ Formas de Classificação

■ Origem: solos residuais e solos transportados.

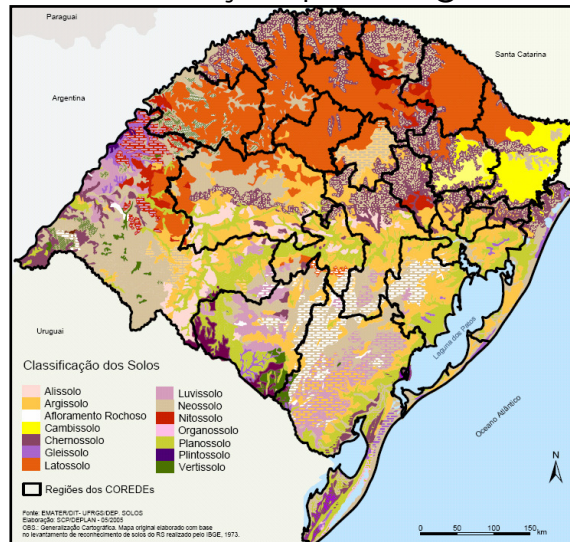
■ Evolução pedogenética: classificação pedológica dos solos.

■ Características peculiares: presença de MO, estrutura, ...

■ Tipo e comportamento das partículas constituintes: sistemas classificação dos solos baseados em propriedades – índices.

Classificação dos Solos

Exemplo: Classificação pedológica dos solos



Classificação dos Solos

Classificação Unificada

Elaborado pelo Prof. Casagrande para obras de aeroportos. Atualmente é utilizado pelos geotécnicos em barragens de terra.

Apresenta uma tabela de classificação onde se identificam três principais divisões de solos: solos de granulometria grossa; solos de granulometria fina e; solos altamente orgânicos.

G	Pedregulho
S	Areia
M	Silte
C	Argila
O	Solo orgânico
W	Bem graduado
P	Mal graduado
H	Alta compressibilidade
L	Baixa compressibilidade
Pt	Turfa

Identificados pelo conjunto de duas letras. As 5 letras superiores indicam o tipo principal do solo e as 4 seguintes correspondem a dados complementares dos solos.

Exemplos:

SW – Areia bem graduada.

CH – Argila de alta compressibilidade.

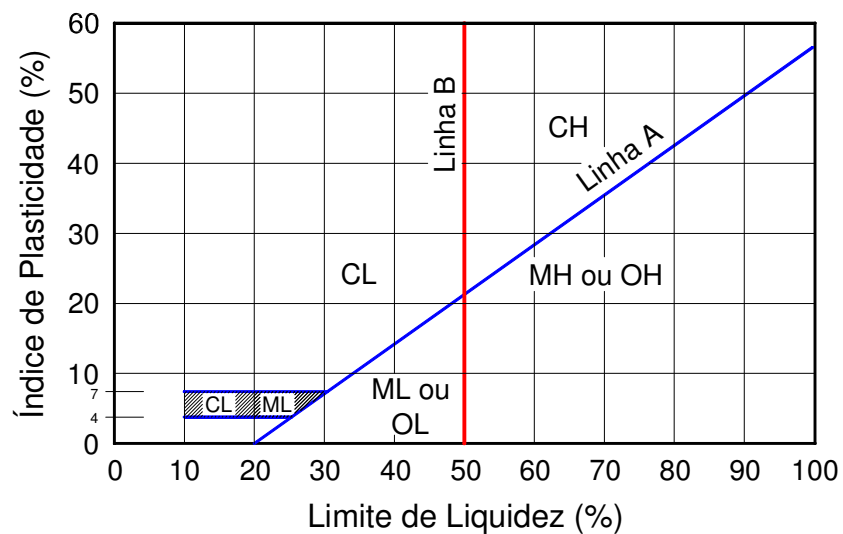
Classificação dos Solos

Classificação Unificada

%P #200 < 50	G>S:G	%P #200 < 5	GW CNU > 4 e 1 < CC < 3	
		%P #200 > 12	GP CNU < 4 ou 1 > CC > 3	
		5 < #200 < 12	GW – GC; GP – GM; etc.	
	S>G:S	%P #200 > 12	SW CNU > 6 e 1 < CC < 3	
		%P #200 > 12	SP CNU < 6 ou 1 > CC > 3	
		5 < #200 < 12	SW – SC; SP – SC; etc.	
%P #200 > 50	C	CL		
		CH		
	M	ML		
		MH		
	O	OL		
		OH		

Classificação dos Solos

Classificação Unificada



Classificação dos Solos

■ Classificação HRB (Highway Research Board)

■ É a classificação tradicionalmente mais empregada na caracterização de solos para uso em estradas.

■ Classifica os solos em 8 grupos:

solos granulares (% passante #200 < 35%) → A-1, A-2 e A-3;

solos finos (% passante #200 > 35%) → A-4, A-5, A-6 e A-7;

solos altamente orgânicos → podem ser classificados como A-8.

■ Baseado na granulometria e Limites de Atterberg.

■ Se inicia a classificação pela constatação da porcentagem de material que passa na peneira #200, só que são considerados solos de granulação grosseira os que tem menos de 35% passando nesta peneira.

Classificação dos Solos

■ Classificação HRB (Highway Research Board)

■ Esquema para classificação pelo Sistema Rodoviário.

		%P #10 2,0 mm	%P #40 0,42 mm	%P #200 0,075 mm	IP
%P #200 < 35	A-1a	< 50	< 30	< 15	< 6
	A-1b		< 50	< 25	< 6
	A-3		> 50	< 10	NP
	A-2	A-2-4			
%P #200 > 35	A-4				
	A-5				
	A-6				
	A-7-5				
	A-7-6				

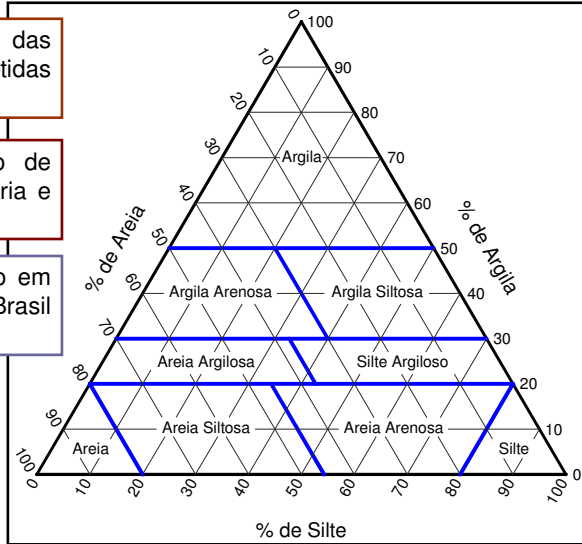
Classificação dos Solos

▣ Sistema trilinear de classificação textural

Considera as porcentagens das frações areia, silte e argila obtidas dos ensaios de granulometria.

Empregado na classificação de solos em engenharia rodoviária e em Pedologia.

Diagrama textural empregado em levantamentos de solos no Brasil (Lemos e Santos, 1982).



Engenharia Civil

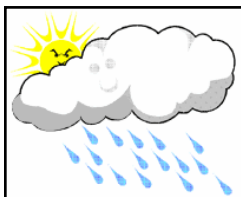
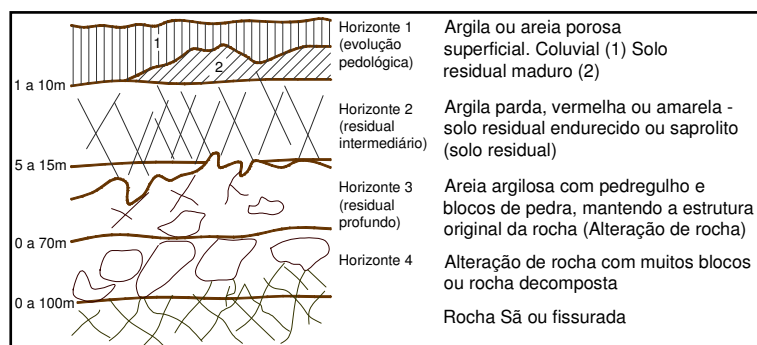
Classificação dos Solos pela Origem; Solos Orgânicos e Solos Lateríticos

Mecânica dos Solos I

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

Classificação dos solos pela origem

▣ Solos Residuais (perfil de intemperismo)



Classificação dos solos pela origem

- ▣ Solos Transportados ou Sedimentares
 - ▣ Solos Coluvionares: colúvios ou tálus;
 - ▣ Solos Aluvionares ou Aluviões: solos arenosos ou argilosos, comuns nas várzeas dos córregos e rios;
 - ▣ Solos transportados por organismos vivos;
 - ▣ Solos eólicos: dunas;
 - ▣ Solos glaciares;



Solos orgânicos

- ▣ Solos que contém uma quantidade razoável de matéria orgânica (vegetal ou animal).
- ▣ A matéria orgânica pode se apresentar em diferentes estágios de decomposição e em teores que variam de 4 a 20% em peso, determinados por secagem a 440oC.
- ▣ Os solos orgânicos são geralmente problemáticos pois apresentam elevado índice de vazios (elevada compressibilidade).
- ▣ São encontrados no Brasil principalmente em depósitos litorâneos em espessuras de dezenas de metros e em várzeas de rios em camadas de 3 a 10 metros.
- ▣ Solos onde predominam matéria orgânica vegetal formado em ambientes pantanosos são chamados “turfas”.

Solos lateríticos

- ▣ São solos residuais ou transportados que sofreram uma evolução pedológica na sua porção mais superficial (laterização), típica de regiões tropicais.
- ▣ Os solos lateríticos se caracterizam por uma fração argila predominantemente caolinítica com elevada concentração de ferro e alumínio na forma de óxidos e hidróxidos que recobrem as partículas de argila, o que lhes confere uma coloração avermelhada.
- ▣ Na natureza, apresentam-se não saturados com índices de vazios elevados e, portanto, baixa capacidade de suporte.
- ▣ Quando compactados, no entanto, apresentam elevada capacidade de suporte e, em função da mineralogia da fração argila, não apresentam feições expansivas.

Identificação táctil-visual

- ▣ Permite identificar o tipo de solo (pedregulho, areia, silte, argila) e obter alguma informação qualitativa sobre o seu estado.
- ▣ O primeiro passo consiste em definir se o solo é predominantemente grosso ou fino.
- ▣ Para tanto deve-se umedecer uma porção de solo a fim de desmanchar eventuais torrões de argila.
- ▣ A proporção de areia ou pedregulho pode ser sentida pelo tato ao manusear-se o solo úmido.
- ▣ A distinção entre areia e pedregulho é feita avaliando-se visualmente o tamanho das partículas.

Identificação táctil-visual

☒ Os seguintes procedimentos podem ser usados:

- 🌐 Resistência do torrão seco
- 🌐 Shaking test
- 🌐 Ductilidade
- 🌐 Velocidade de secagem

☒ A consistência de uma argila pode ser avaliada pela resistência que uma porção de solo na umidade natural oferece ao manuseio.

☒ A compactidade das areias é de difícil avaliação.

Guia do tipo de solo

GUIA PARA TIPOS DE SOLO

O que procurar	Aparência/tato	Movimento da água	Quando úmido...	Quando seco...
Solos granulares, areias finas e siltes.	Podem ser vistos grãos grossos. Sente-se arenoso quando esfregado entre os dedos.	Quando água e solo são agitados na palma da mão, eles se misturam. Quando a agitação para, eles se separam.	Muito pouca ou nenhuma plasticidade.	Pouca ou nenhuma força coesiva quando seco. Amostra de solo se esfarela facilmente.
Solos coesivos, agregados e argilas.	Grãos não podem ser vistos a olho nu. Sente-se liso e gorduroso quando esfregados entre os dedos.	Quando água e solo são agitados na palma da mão, eles não se misturam.	Plástico e pegajoso. Pode ser enrolado.	Tem alta resistência quando seco. Esfarela-se com dificuldade. Saturação lenta em água.

Engenharia Civil

Estado dos solos

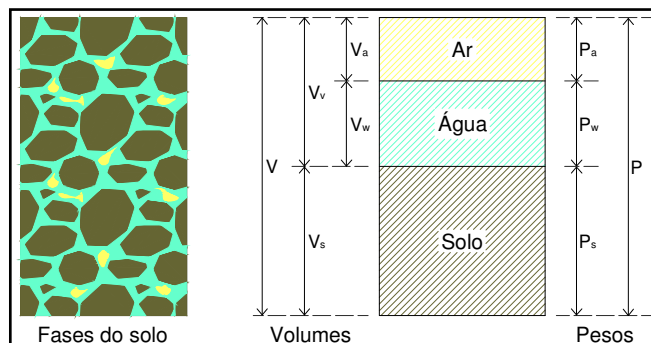
Mecânica dos Solos I

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

Estado do solo

■ Índices físicos entre as três fases

■ Grandezas que expressam proporções entre pesos e volumes em que ocorrem as 3 fases na estrutura do solo.



■ Uso Prático: (a) caracterização das amostras de solo para ensaios de laboratório; (b) verificação do grau de compactação de aterros; (c) cálculo de tensões no solo.

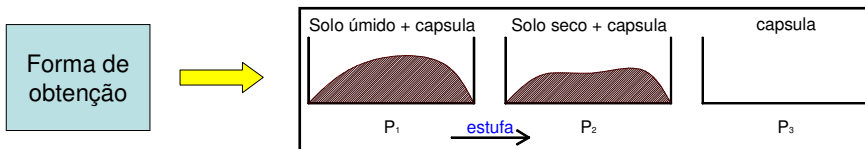
Estado do solo

■ Teor de Umidade

■ Relação expressa em porcentagem, entre o peso (massa) da água e o peso (ou massa) dos sólidos).

$$W = \frac{P_w}{P_s} \times 100$$

■ Varia normalmente entre 10% e 40%. Pode assumir valores muito baixos (solos secos) e muito altos (150% ou mais).



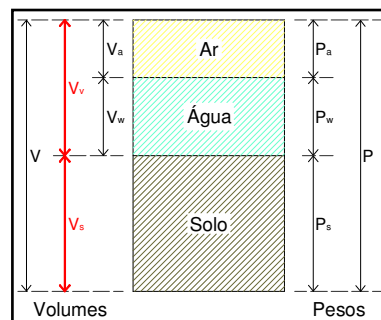
Peso do Solo Seco $P_s = P_2 - P_3$ Teor de Umidade $h = \frac{P_2 - P_1}{P_2 - P_3}$

Estado do solo

■ Índice de Vazios

■ Relação entre o volume de vazios e o volume de sólidos.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$



■ Varia normalmente entre 0,5 e 1,5.

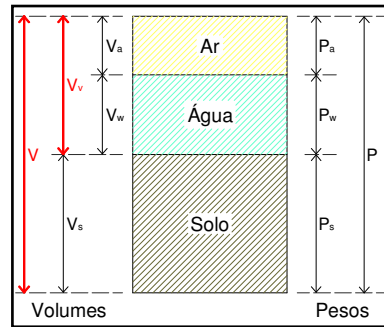
■ Em solos moles ou orgânicos, podem assumir valores superiores a 3.

Estado do solo

■ Porosidade

■ Relação, expressa em porcentagem, entre o volume de vazios e o volume total.

$$n = \frac{V_v}{V} \times 100$$



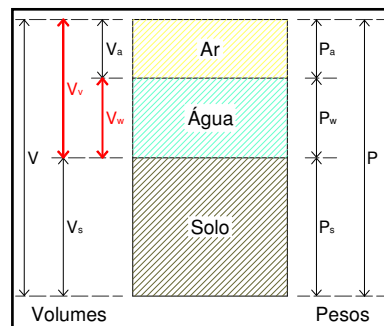
- Varia normalmente entre 30 e 70%.
- Indica a mesma coisa que o índice de vazios.

Estado do solo

■ Grau de Saturação

■ Relação, expressa em porcentagem, entre o volume de água e o volume de vazios.

$$S = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

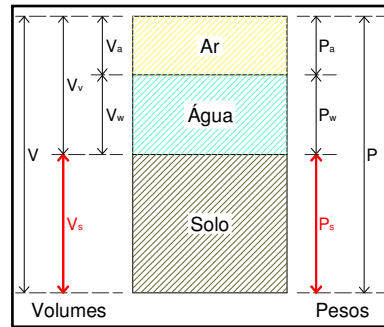


- Varia normalmente entre 0 (solo seco) e 100% (solo saturado).

Estado do solo

- Peso específico real dos sólidos (ou dos grãos)
- Relação entre o peso das partículas sólidas e o seu volume.

$$\gamma_s = \frac{P_s}{V_s} \text{ kN/m}^3$$

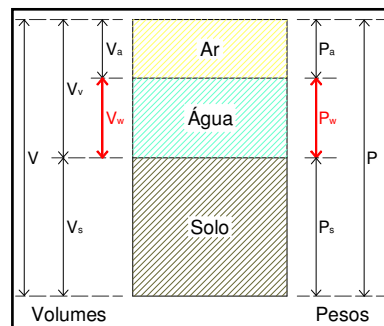


- Varia normalmente em torno de 27kN/m^3 .
- Depende da mineralogia do solo.

Estado do solo

- Peso específico da água
- Relação entre o peso da água e o volume de água correspondente.

$$\gamma_w = \frac{P_w}{V_w} \text{ kN/m}^3$$



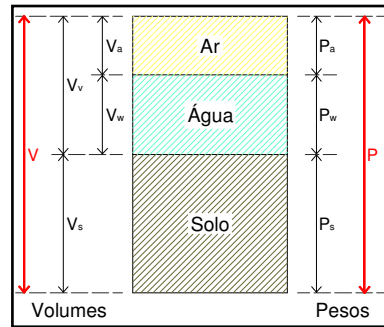
- Embora varie com a temperatura adota-se o valor de 10kN/m^3 .

Estado do solo

■ Peso específico natural

■ Relação entre o peso total do solo e o volume total do solo correspondente.

$$\gamma_n = \frac{P}{V} \text{ kN/m}^3$$



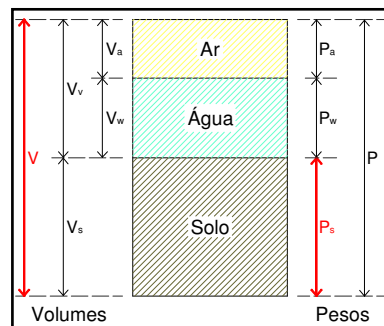
■ Varia normalmente entre 19kN/m^3 e 20 kN/m^3 , podendo ser um pouco maior ou um pouco menor. Em argilas moles pode chegar a valores tão baixos como 14kN/m^3 .

Estado do solo

■ Peso específico aparente seco

■ Relação entre o peso dos sólidos e o volume total do solo.

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V} \text{ kN/m}^3$$



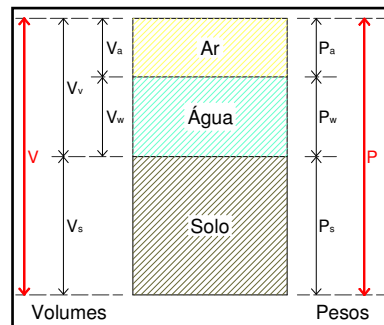
■ Varia normalmente entre 13kN/m^3 e 19kN/m^3 , podendo chegar, para argilas moles, a valores entre 4kN/m^3 e 5kN/m^3 .

Estado do solo

- Peso específico aparente saturado
- Corresponde ao peso específico do solo na condição de saturação (S=100%).

$$\gamma_{\text{Sat}} = \frac{P}{V} \dots S = 100\%$$

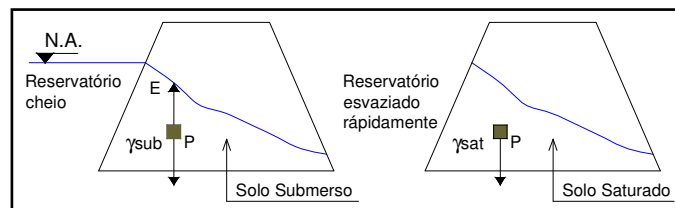
- É da ordem de 20kN/m³.
- É de pouca aplicação prática.



Estado do solo

- Peso específico submerso
- Corresponde ao peso específico do solo quando submerso.

$$\gamma_{\text{Sub}} = \gamma_n - \gamma_w$$



- É da ordem de 10kN/m³.
- Serve para o cálculo de tensões no solo.

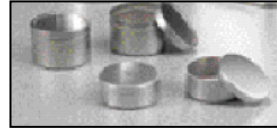
Estado do solo

- Determinação dos índices físicos em laboratório
- Teor de umidade: método da estufa (NBR 6457)



Estufa

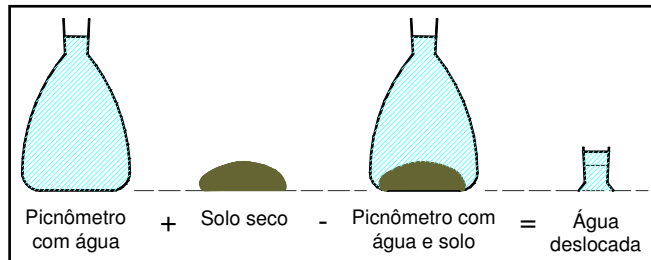
Cápsulas



Balança de Precisão 0,01Kgf

Estado do solo

- Determinação dos índices físicos em laboratório
- Peso específico dos sólidos: método do Picnômetro (NBR 6458)



Peso do Picnômetro completado com água, mais o peso do solo, menos o peso do Picnômetro Com solo e água, é o peso da água que foi substituído pelo solo. Deste peso, calcula-se o volume de água que foi substituído do solo.

$$\frac{\text{Peso}}{\text{Volume}}$$

Estado do solo

- ▣ Determinação dos índices físicos em laboratório
- ▣ Peso específico natural: cravação do cilindro.



Preparação do solo para extração da amostra indeformada.

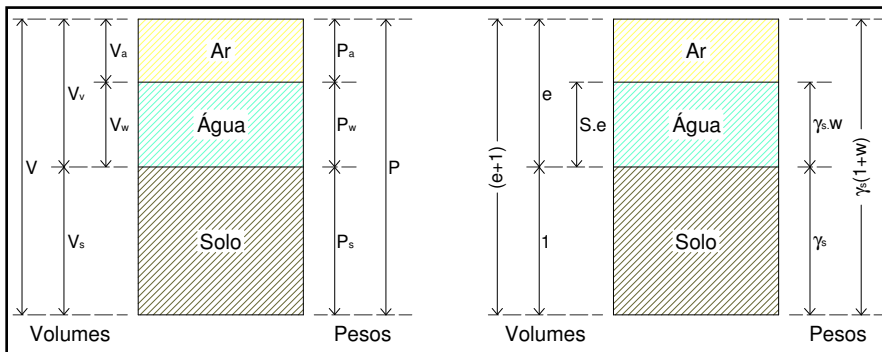


Cravação do cilindro.

Cilindro: Peso e dimensões conhecidas.

Estado do solo

- ▣ Cálculo dos índices físicos
- ▣ Equações úteis e correlações.



$$\gamma_d = \frac{\gamma_n}{1+W}$$

$$\gamma_n = \frac{\gamma_s(1+W)}{1+e}$$

$$n = \frac{e}{1+e}$$

$$\gamma_{Sat} = \frac{\gamma_s + e \times \gamma_w}{1+e}$$

Estado do solo

▣ Estado das areias

▣ Compacidade

Índice de vazios máximo (NBR 12004)

Índice de vazios mínimo (NBR 12051)

Descrição da areia	e_{\min}	e_{\max}
Areia uniforme de grãos bem graduados	0,70	1,10
Areia bem graduada de grãos angulares	0,45	0,75
Areia uniforme de grãos arredondados	0,45	0,45
Areia bem graduada de grãos arredondados	0,35	0,65

Os índices de vazios mínimos e máximos dependem das características da areia.

Estado do solo

▣ Estado das areias

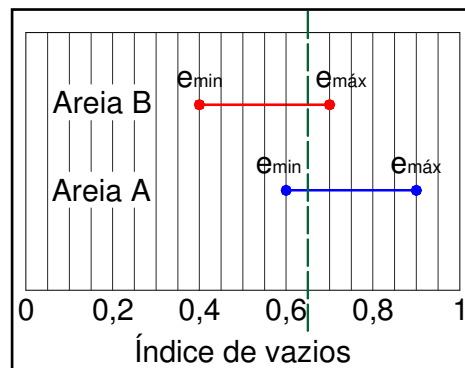
▣ Compacidade

Compacidade Relativa

Classificação	CR
Areia Fofa	Abaixo de 0,33
Areia de compacidade média	Entre 0,33 e 0,66
Areia compacta	Acima de 0,66

$$CR = \frac{e_{\max} - e_{\text{nat}}}{e_{\max} - e_{\min}}$$

Comparação entre duas areias A e B: →



Estado do solo

▣ Estado das argilas

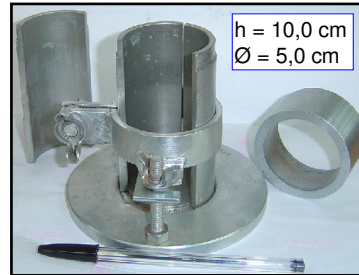
▣ Consistência

Classificação em função da resistência à compressão simples

Consistência	RCS em kPa
Muito mole	< 25
Mole	25 a 50
Média	50 a 100
Rija	100 a 200
Muito rija	200 a 400
Dura	> 400

Corpos-de-Prova rompidos em prensa →

Molde tri-partido



Corpos-de-Prova



Estado do solo

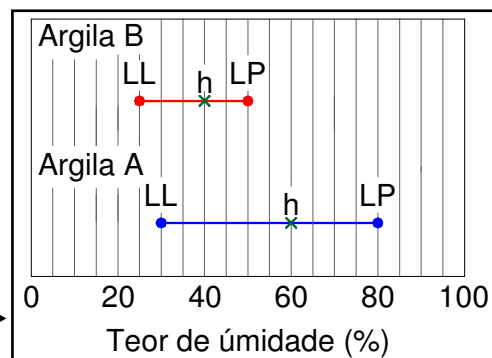
▣ Estado das argilas

▣ Índice de consistência

Consistência	Índice de consistência
Mole	< 0,5
Média	0,5 a 0,75
Rija	0,75 a 1,0
Dura	> 1,0

$$IC = \frac{LL - w}{LL - LP}$$

Comparação entre duas argilas A e B: →



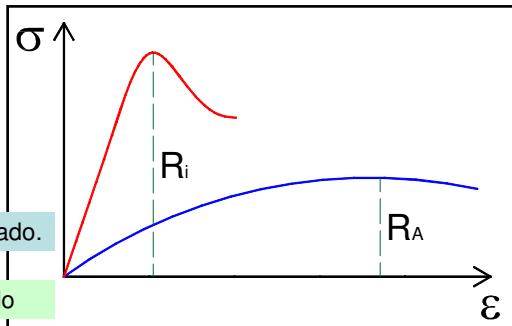
Estado do solo

Estado das argilas

Sensitividade

$$S = \frac{R_i}{R_A}$$

Sensitividade	Índice de consistência
1	Insensitiva
1 a 2	Baixa sensibilidade
2 a 4	Média Sensitividade
4 a 8	Sensitividade
>8	Ultra sensibilidade (quick clay)



R_i = Resistência no estado indeformado.

R_A = Resistência no estado amolgado

Engenharia Civil

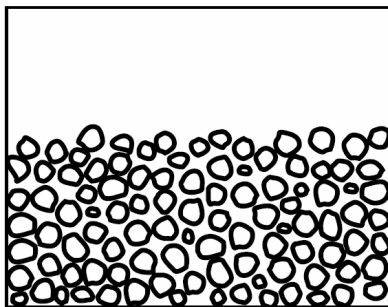
Compactação dos solos

Mecânica dos Solos I

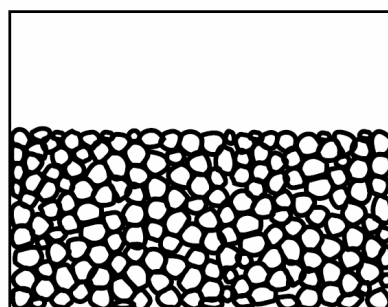
Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

Compactação do solo

■ Introdução



Solo não compactado (baixo suporte de carga)

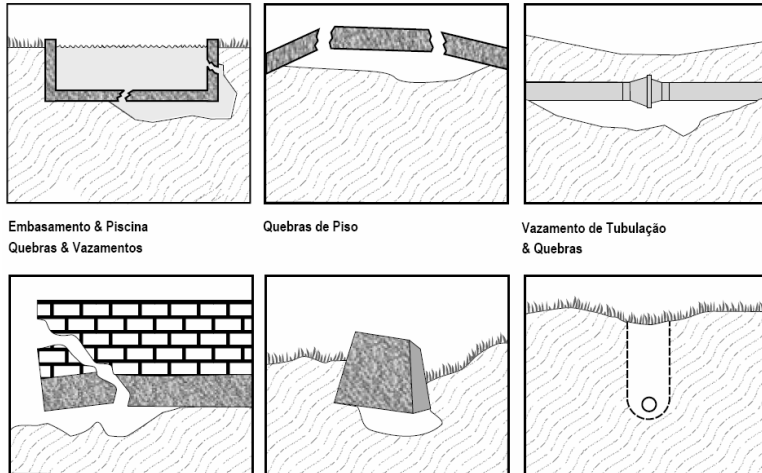


Solo compactado (suporte de carga melhorado)

Compactação do solo

Introdução

Conseqüência de uma compactação deficiente



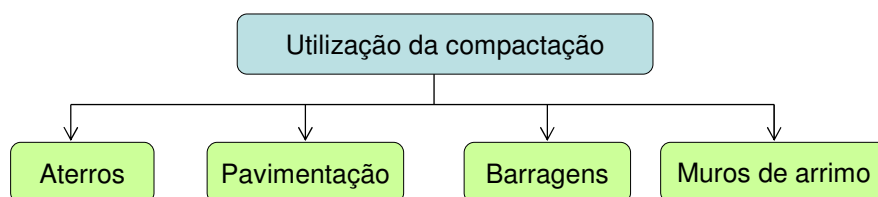
Compactação do solo

Introdução

Compactação de solo é definido como o método de aumentar mecanicamente a densidade do solo.

Objetivo: Melhoria e estabilidade de propriedades mecânicas do solo, tais como:

Redução da compressibilidade, aumento da resistência, redução da variação volumétrica por umedecimento e secagem, redução da permeabilidade.



Compactação do solo

■ Introdução

■ Princípios fundamentais na compactação dos solos

Eng. americano Ralph Proctor (1933) estabeleceu os princípios básicos da técnica e controle de compactação : “... a densidade que um solo atinge quando compactado sob uma dada energia de compactação depende da umidade do solo no momento da compactação”.

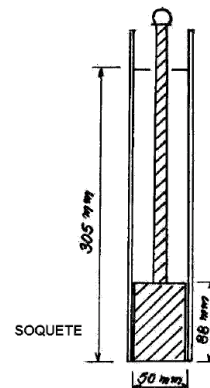
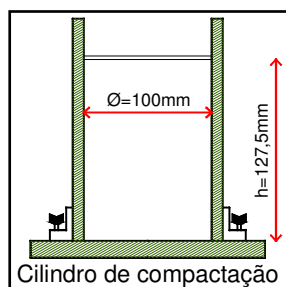
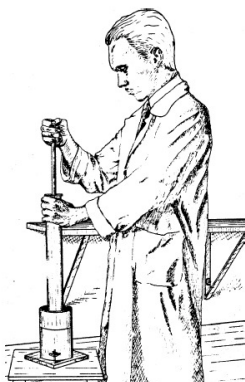
Quando se compacta com umidade baixa, o atrito entre as partículas é muito alto e não se consegue uma significativa redução dos vazios. Para umidades muito elevadas, a água provoca um certo efeito de lubrificação entre as partículas, que deslizam entre si, acomodando-se num arranjo mais compacto.

Compactação do solo

■ Ensaio Normal de Compactação

■ Ensaio de Proctor (NBR 7182).

Equipamentos: Cilindro de compactação: volume = 1 litro e Soquete: peso = 2,5 kg, altura de queda = 30,5 cm.



Compactação do solo

- Ensaio Normal de Compactação
- Ensaio de Proctor (NBR 7182).

Cálculo do ensaio:

$$\gamma_n = \frac{P}{V}$$

peso específico aparente úmido

$$\gamma_d = \frac{\gamma_n}{1 + W}$$

peso específico aparente seco

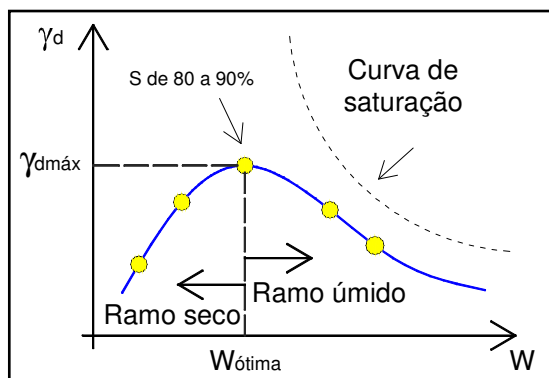
$$W = \frac{P_w}{P_s} \times 100$$

umidade

Com os 5 ou 6 pares de valores γ_d e w obtidos constrói-se por ajuste manual aos pontos a curva de compactação e desta estima-se os valores de $\gamma_{dm\acute{a}x}$ e $w_{\acute{o}tima}$.

Compactação do solo

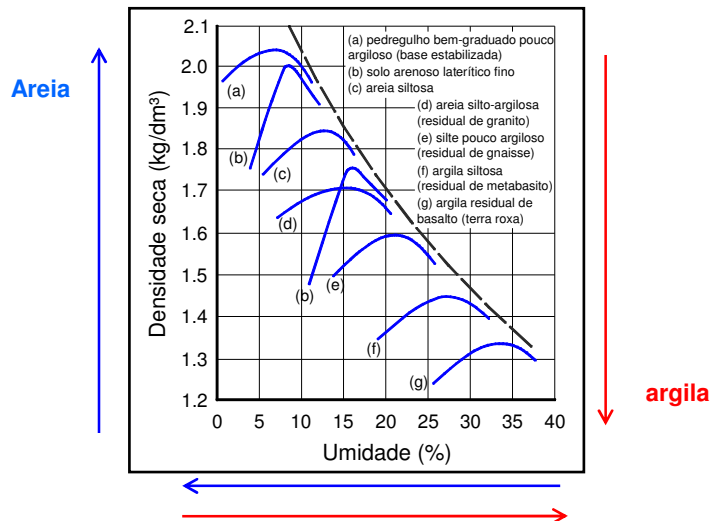
- Ensaio Normal de Compactação
- Curva de compactação.



- **Baixo teor de umidade:** o atrito entre partículas é alto dificultando a compactação;
- **Aumento no teor de umidade:** efeito de lubrificação entre as partículas, aumentando a compactação enquanto a saída de ar é facilitada;
- Após certo teor de umidade próximo a saturação – **umidade ótima (w_{ót})** a compactação não consegue mais expulsar o ar dos vazios, a maior quantidade de água resulta em redução de densidade.

Compactação do solo

- Ensaio Normal de Compactação
- Curva de compactação (valores típicos).



Compactação do solo

- Métodos alternativos de Compactação

- Ensaio sem reuso de material:

- (1) Amostras virgens para cada ponto da curva;
- (2) Maior quantidade de solo;
- (3) Resultados mais confiáveis;
- (4) Procedimento pouco empregado.

- Ensaio sem secagem prévia do solo:

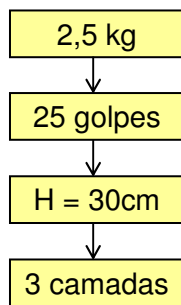
- (1) Pré-secagem influi nas propriedades do solo;
 - (2) Dificulta homogeneização da umidade;
 - (3) Método utilizado no campo;
 - (4) Método + representativo, mas pré-secagem é prática corrente.
- Com secagem

Compactação do solo

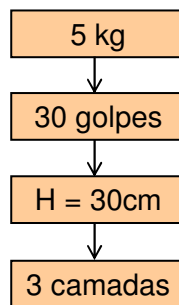
⌘ Energias de compactação

$$EC = \frac{M \times H \times Ng \times Nc}{V}$$

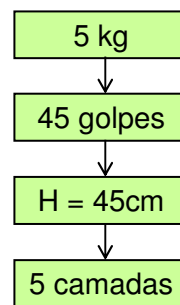
⌘ Normal:



⌘ Intermediário:



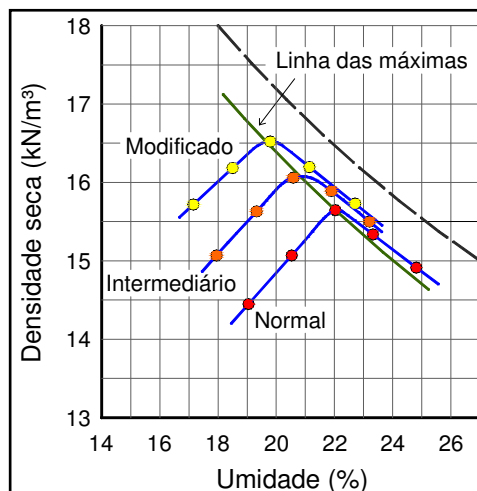
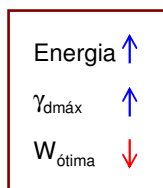
⌘ Modificado:



Compactação do solo

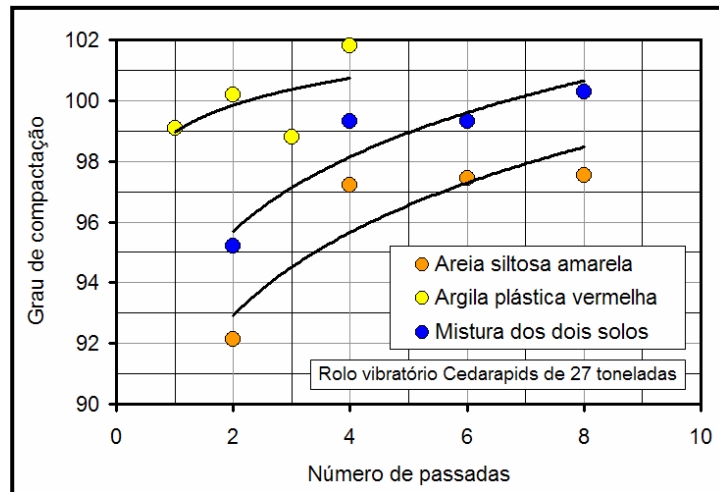
⌘ Influência da energia de compactação

⌘ Curva de compactação (Energia Normal, Intermediária e Modificada).



Compactação do solo

■ Aterros experimentais



Aterro experimental da barragem Euclides da Cunha (Rio Pardo – SP)
Fonte: Adaptado de Pinto, 2000.

Compactação do solo

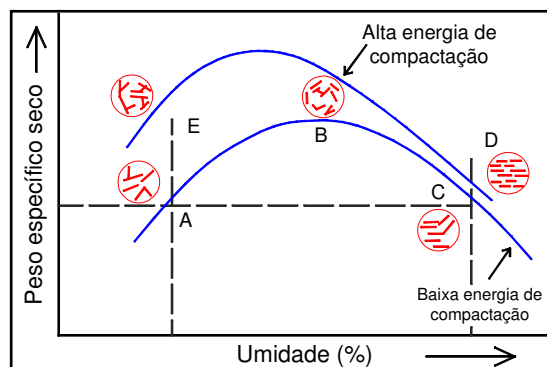
■ Estrutura dos solos compactados

■ Ramo seco (baixa umidade) □ a atração face-aresta das partículas não é vencida pela energia de compactação □ **estrutura floculada**;

■ Ramo úmido (próximo a saturação) → a repulsão entre partículas aumenta e a compactação orienta as partículas □ **estrutura dispersa**;

■ Para uma mesma umidade □ maior a dispersão quanto maior a energia de compactação.

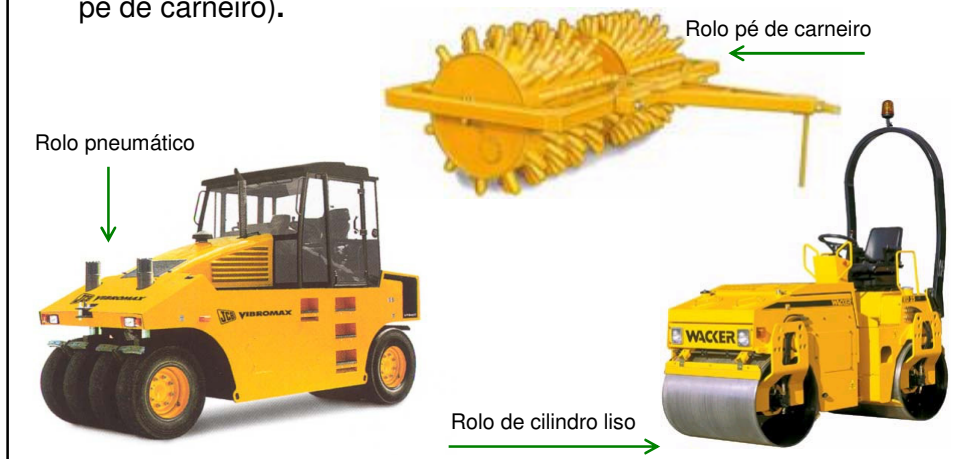
Estruturas de solos compactados, segundo proposição de Lambe.



Compactação do solo

- ▣ A compactação no campo
- ▣ Princípios da compactação no campo

Estática: aplicada por rolos estáticos (cilindro liso, de pneus e pé de carneiro).



Compactação do solo

- ▣ A compactação no campo
- ▣ Princípios da compactação no campo

Dinâmica: aplicado por apiloadores, soquetes e cargas de impacto. É gerada uma onda de pressão que atua em grande profundidade.



Dinâmico e vibratório



Antigo compactador manual

Compactação do solo

- A compactação no campo
- Princípios da compactação no campo

Vibração: aplicada por rolos e compactadores vibratórios. Produz-se o deslocamento de sucessivas e rápidas ondas de pressão que movimentam as partículas e reduzem o atrito entre elas;



Rolo de vibração rebocável

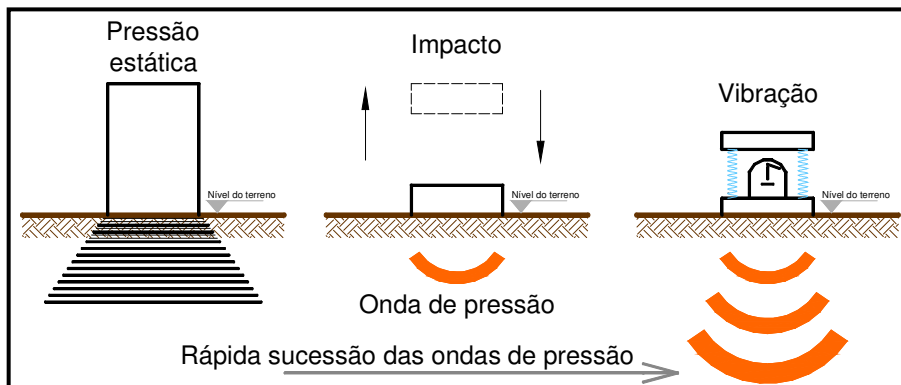


Compactador Vibratório

Compactação do solo

- A compactação no campo
- Princípios da compactação no campo

Resumo dos princípios:



Sistemática dos métodos de compactação no campo ou em laboratório.

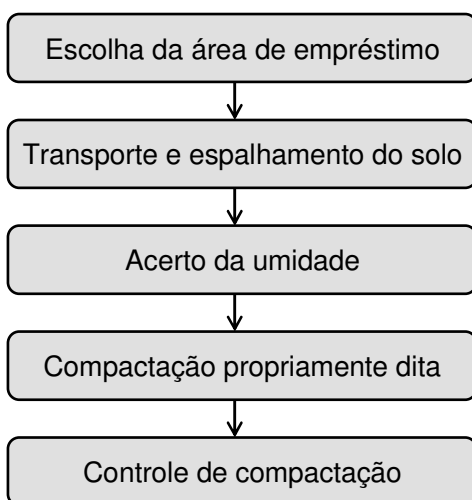
Compactação do solo

- A compactação no campo
- Tipo de equipamento versus tipos de solos

Tipo de rolo	Peso máximo (t)	Espessura máxima	Uniformidade da camada	Tipo de solo
Pé de carneiro estático	20	40cm	Boa	Argila e siltes
Pé de carneiro vibratório	30	40 cm	Boa	Mistura (A_S_AR)
Pneumático leve	15	15 cm	Boa	Mistura (A_S_AR)
Pneumático pesado	35	35 cm	Muito boa	Praticamente todos
Vibratório rodas lisas	30	50 cm	Muito boa	A_Casc_M.Gran.
Liso metálico estático	20	10 cm	Regular	M.Gran_Brita
Grade (malhas)	20	20 cm	Boa	M.Gran_Blocos
Combinados	20	20 cm	Boa	Praticamente todos

Compactação do solo

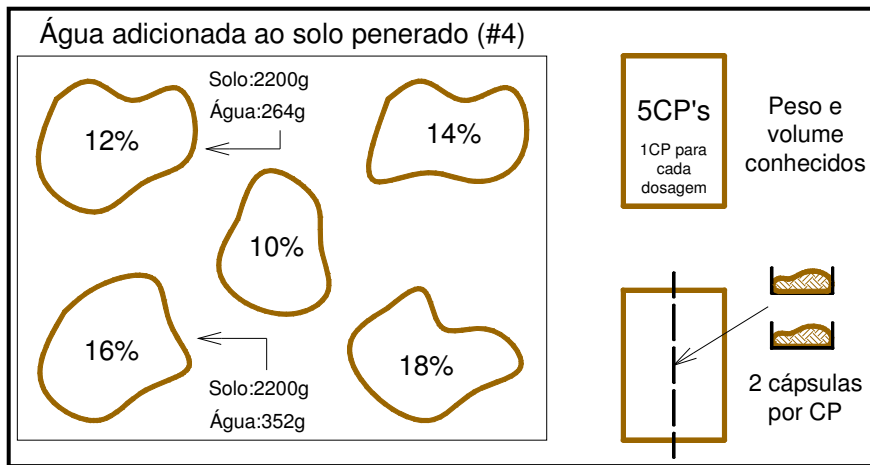
- A compactação no campo



Compactação do solo

■ Exercício

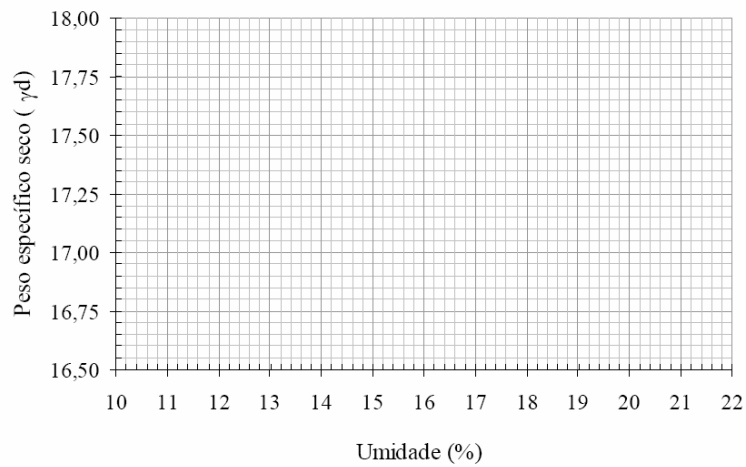
- Procedimentos adotados. (acompanhar através do exercício em anexo).



Compactação do solo

■ Exercício

- Desenhando e obtendo os parâmetros de compactação



Engenharia Civil

Tensões no solo - Capilaridade

Mecânica dos Solos I

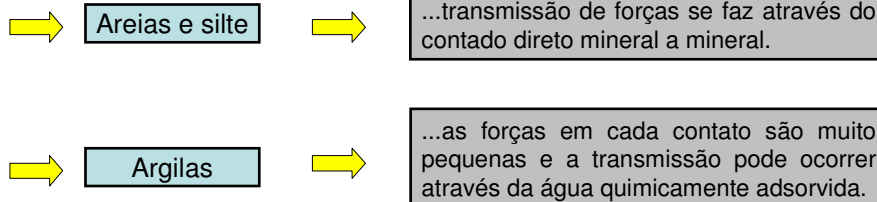
Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

Tensões no solo

■ Conceito de tensões

■ Os solos são constituídos de partículas e que forças aplicadas a eles são transmitidas de partícula a partícula, além das que são suportadas pela água dos vazios.

■ As **FORÇAS APLICADAS** são transmitidas de partícula a partícula de forma complexa e dependendo do tipo de mineral.



Tensões no solo

■ Conceito de tensões

■ Diversos grãos transmitirão forças à placa, forças estas que podem ser decompostas em forças normais e tangenciais à superfície da placa.

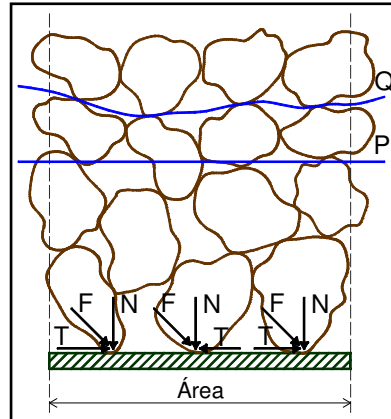
■ As tensões de contato são resultante de duas parcelas:

Tensão normal

$$\sigma = \frac{\sum N}{\text{área}}$$

Tensão cisalhante

$$\tau = \frac{\sum T}{\text{área}}$$



Tensões no solo

■ Tensões devido ao peso próprio

■ No solo a tensão vertical em uma determinada profundidade é devida ao peso de tudo que se encontra acima.

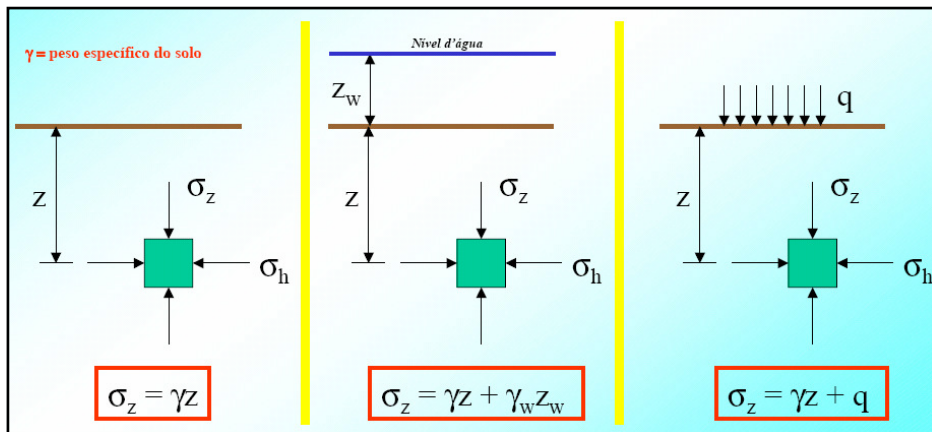
■ Ou seja, grãos de solo, água, fundações.

■ A tensão normalmente aumenta com a profundidade.

$$\sigma_v = \frac{N}{A} = \frac{V \times \gamma}{A} = \frac{A \times h \times \gamma}{A} = h \times \gamma_n$$

Tensões no solo

- Tensões devido ao peso próprio
- Peso Próprio, Água e Cargas

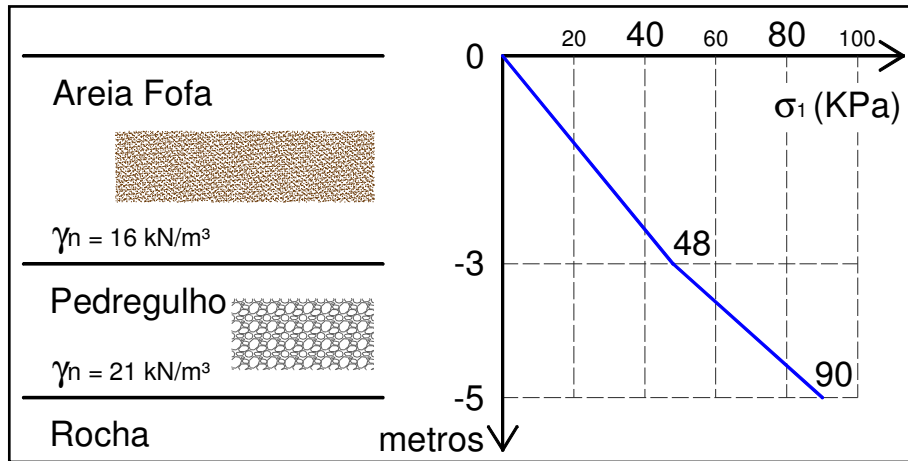


Tensões no solo

- Relembrando
- Lembre-se que γ é o peso de tudo (solo e água) por unidade de volume.
- Como σ_z advém do peso total do solo ele é conhecido como tensão total.
- Note que a água no “lago” mostrado anteriormente aplica uma tensão total na superfície do solo da mesma forma que a água aplica um tensão na base de um copo de água.
- O peso específico de solos varia aproximadamente entre 20kN/m^3 para um solo saturado e 16kN/m^3 para um solo seco.
- E o peso específico da água vale 10kN/m^3 .
- Existem também as tensões horizontais σ_h , mas não existe uma relação simples entre σ_z e σ_h .

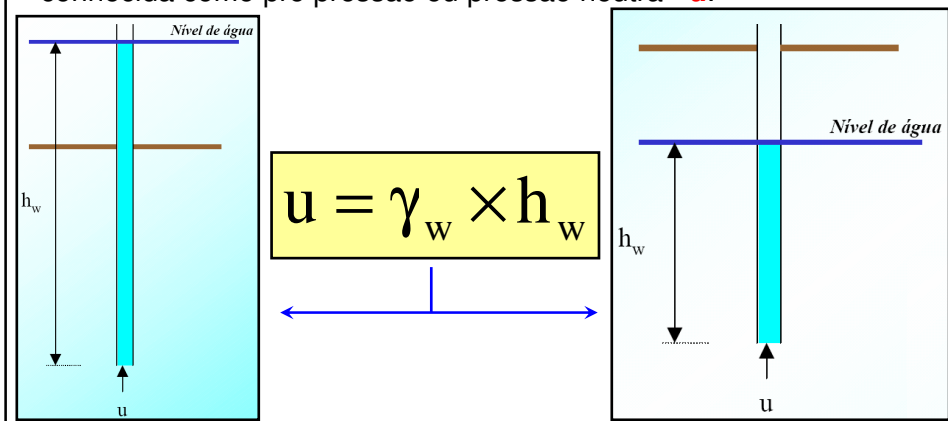
Tensões no solo

- Tensões devido ao peso próprio
- Cálculo do peso próprio – Tensão Total.



Tensões no solo

- Pressão neutra e conceitos de tensões efetivas
- Poro Pressão ou Pressão Neutra
 - Água nos poros de um solo saturado possui uma pressão conhecida como pro pressão ou pressão neutra - u .



Tensões no solo

▣ Pressão neutra e conceitos de tensões efetivas

▣ Princípios das Tensões Efetivas

■ Terzaghi enunciou o princípio das tensões efetivas: A tensão efetiva do solo é a soma das tensões totais menos a pressão neutra.

$$\sigma_v' = \sigma_v - u$$

$$\sigma_v' = (\gamma_n \times h) - (\gamma_w \times h_w)$$

Tensões no solo

▣ Pressão neutra e conceitos de tensões efetivas

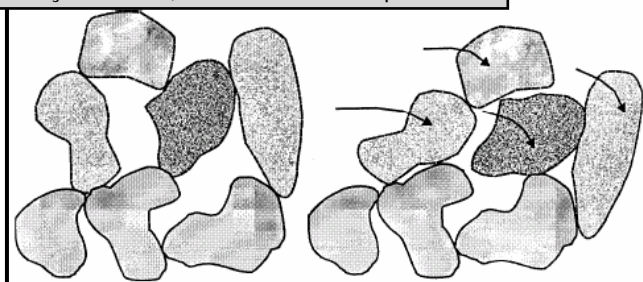
▣ Princípios das Tensões Efetivas

■ Terzaghi constatou ainda que todos os efeitos resultantes das variações de tensões (deformações, deslocamentos, etc) são devido a variação de tensões efetivas.

Deformação concreto – mudanças de forma e volume.

Deformações solo – variações de “e”, deslocamento das partículas.

Deformação no solo
como consequência
de deslocamento de
partículas.

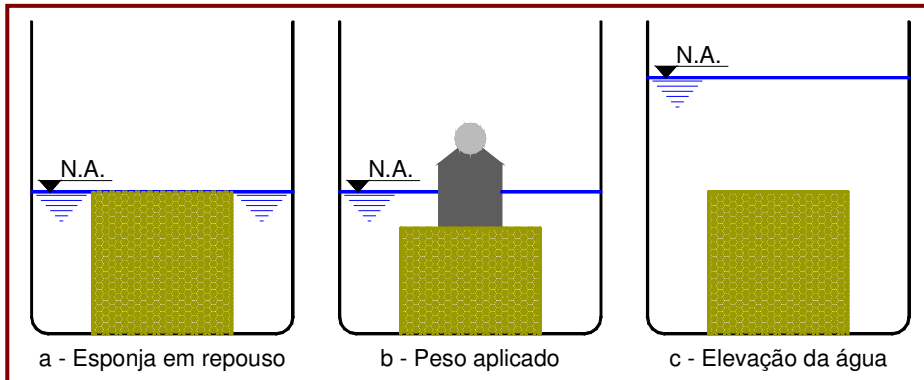


Tensões no solo

■ Pressão neutra e conceitos de tensões efetivas

■ Conceito de Tensão efetiva

“...tensão que efetivamente atua nos contatos grão a grão”

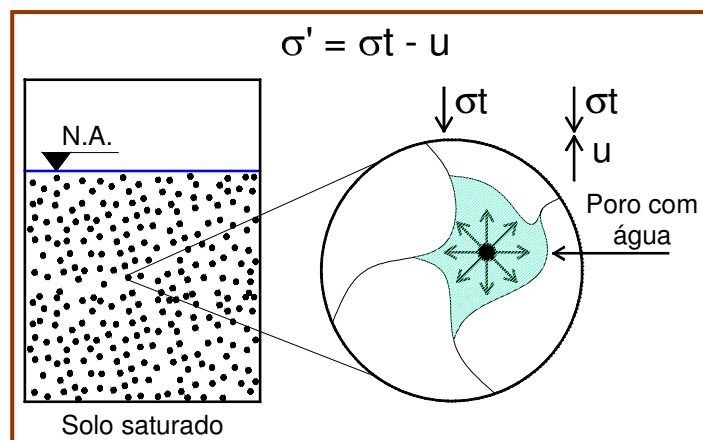


Simulação para entendimento do conceito de tensão efetiva

Tensões no solo

■ Pressão neutra e conceitos de tensões efetivas

■ Conceito de Tensão efetiva

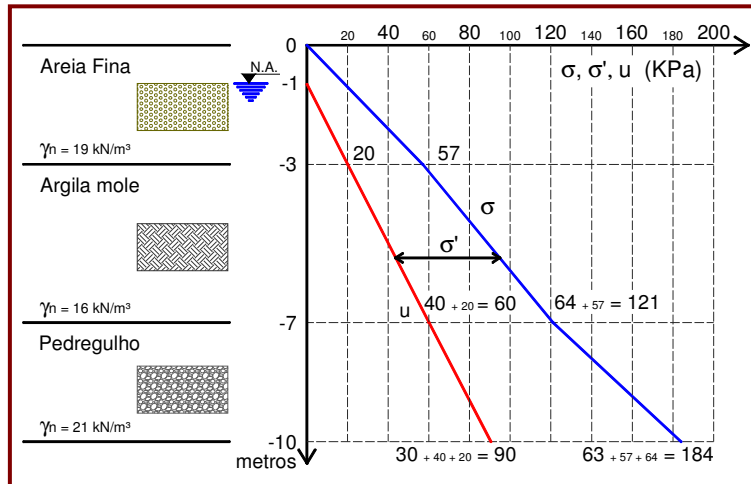


Poro pressão, atua com igual intensidade em todas as direções e, como consequência, $\sigma' = \sigma_t - u$.

Tensões no solo

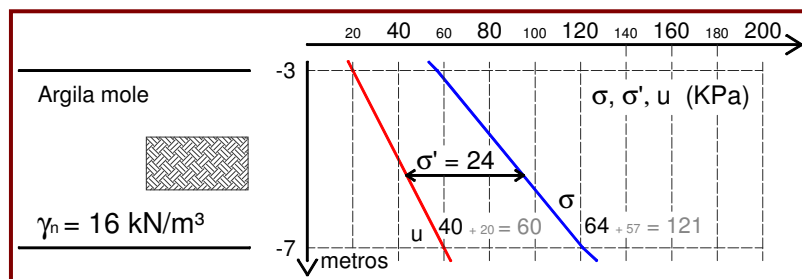
■ Tensões totais, neutras e efetivas no solo

■ Cálculos – σ , σ' , u .



Tensões no solo

■ Cálculo das tensões efetivas com o γ_{sub}



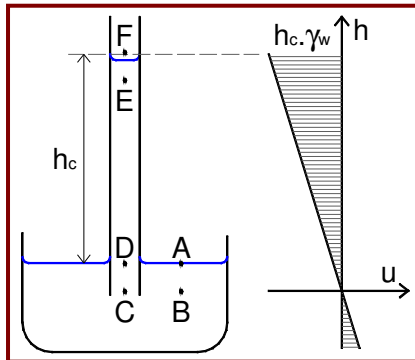
Acréscimo da tensão total:	$\Delta\sigma = \gamma_n \times \Delta_z = 16 \times 4 = 64\text{kPa}$
Acréscimo de poro pressão:	$\Delta u = \gamma_w \times \Delta_z = 10 \times 4 = 40\text{kPa}$
Acréscimo de tensão efetiva:	$\Delta\sigma' = \Delta\sigma - \Delta u = 64 - 40 = 24\text{kPa}$

Acréscimo de tensão efetiva: $\Delta\sigma' = \gamma_{sub} \times \Delta_z = 6 \times 4 = 24\text{kPa}$

Tensões no solo

■ Ação da água capilar no solo

■ Por efeito da tensão superficial entre a água e a superfície das partículas a água consegue subir acima do nível freático a uma altura maior quanto menor forem os vazios.



Altura de ascensão e pressão da água em um tubo capilar.

Peso da água:

$$P = \pi \times r^2 \times h_c \times \gamma_w$$

Força resultante: (T – tensão superficial)

$$F = 2\pi \times r^2 \times T$$

Altura de ascensão capilar:

$$h_c = \frac{2T}{r \times \gamma_w}$$

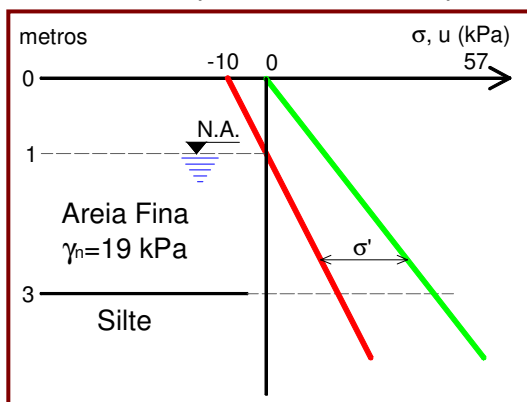
$$T = 0,073 \text{ N/m}^2$$

Para 20°C

Tensões no solo

■ Ação da água capilar no solo

■ Da mesma forma que nos tubos capilares, a água nos vazios do solo, na faixa acima do lençol freático, mas com ele comunicado, está sob uma pressão abaixo da pressão atmosférica.



Tensões no subsolo, considerando as tensões capilares.

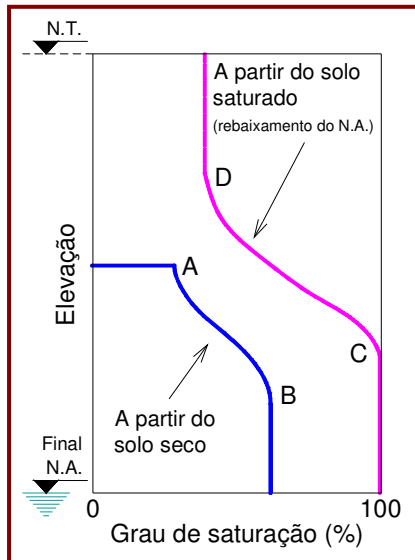
■ A altura de ascensão capilar depende do tamanho do vazios do solo e pode chegar a até 10m em argila:

■ Valores típicos:

Pedregulho	0 metros
Areia	±2 metros
Silte	±3 metros
Argila	±10 metros

Tensões no solo

A água capilar no solo



Perfil de ascensão capilar

A partir do solo seco

A partir do solo saturado

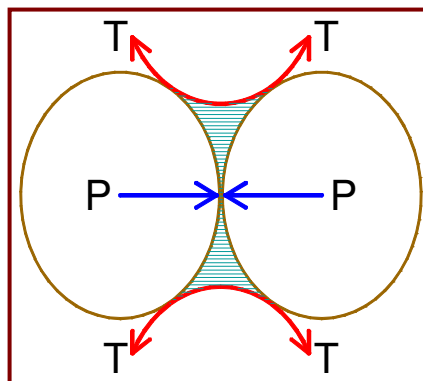
Perfis de ascensão capilar relacionados ao histórico do nível d'água.

Tensões no solo

Meniscos capilares independentes do nível d'água

- ▣ A água não se comunica com o lençol freático;
- ▣ Exemplo: umidade entre placas de vidro;
- ▣ Tendência de aproximar as partículas conferindo coesão aparente – seca ou saturadas as areias perdem esta parcela de resistência;
- ▣ Nas argilas levam a elevadas pressões, o que é parcela importante da resistência, muitas vezes responsáveis pela estabilidade de taludes e escavações.

Tensão capilar em água suspensa e coesão aparente.



Engenharia Civil

***Tensões Verticais Devidas a
Cargas Aplicadas na Superfície
do Terreno***

Mecânica dos Solos I

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

Tensões verticais

- ▣ Tensões induzidas por cargas externas
- ▣ Além do peso próprio da massa de solo, as tensões no solo podem ser originadas por carregamentos externos.
- ▣ A determinação das tensões devido a cargas externas e sua distribuição no subsolo é muito importante na avaliação de deformações e da capacidade de carga dos terrenos onde são instaladas obras de engenharia.

Aterros

Barragens

Estradas

Edifícios

Entre diversos outros tipos de obras

Tensões verticais

▣ Tensões induzidas por cargas externas

▣ Tipos principais:

Carga Pontual

Linha de Cargas

Carregamento Circular

Carregamento Retangular

Carregamento Triangular

Carregamento Irregular



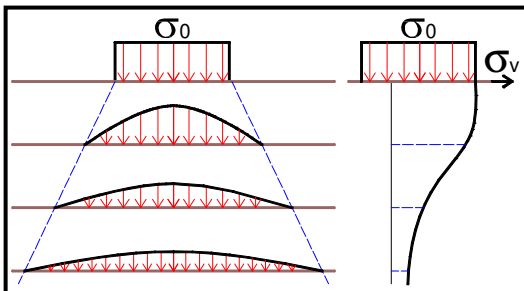
Tensões verticais

▣ Distribuição de tensões

▣ Experiências dos primórdios da Mecânica dos Solos:

■ Os acréscimos de tensões a uma certa profundidade excedem a área de projeção da área carregada;

■ O somatório dos acréscimos de tensões verticais é constante em profundidade;



■ Como a área de atuação aumenta o valor das tensões verticais diminuem com a profundidade.

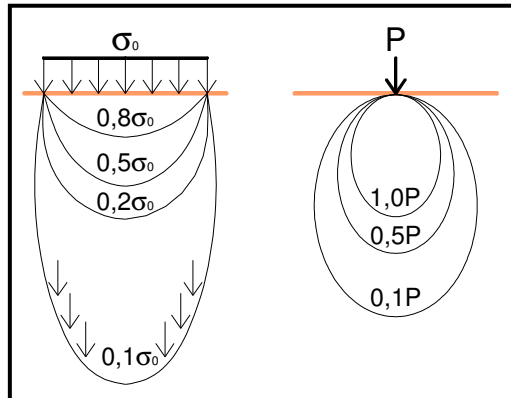
■ **Conclui-se:** O acréscimo é maior no eixo do carregamento e diminui com a profundidade e horizontalmente.

Tensões verticais

▣ Distribuição de tensões

▣ Bulbos de Tensões:

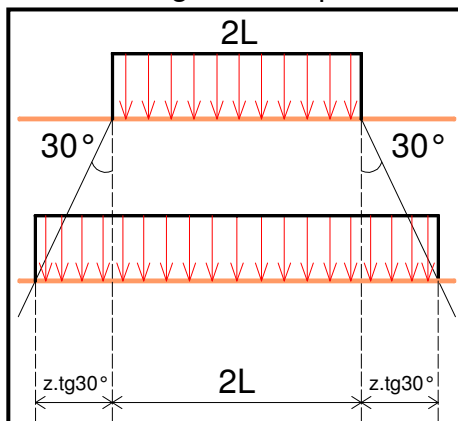
▣ Bulbos de tensões ou isóbaras são superfícies (curvas) unindo pontos de mesmo acréscimo de tensões ou de tensões induzidas.



Tensões verticais

▣ Método do espraiamento das tensões

▣ Simplificadamente o método considera as tensões verticais uniformemente distribuídas com a profundidade, com um ângulo de espraiamento de 30° .



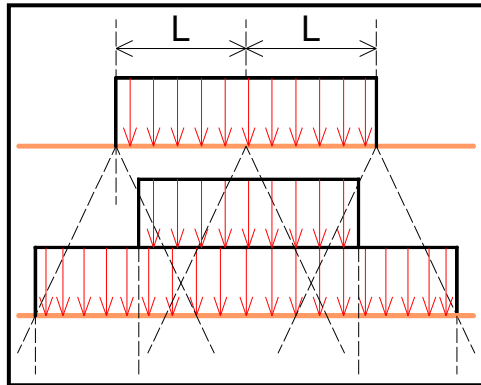
$$\sigma_v = \sigma_0 \times \frac{2 \times L}{2 \times L + 2 \times z \times \text{tg}30^\circ}$$

Carregamento ao longo de uma faixa de carregamento infinito.

Tensões verticais

■ Método do espraiamento das tensões

■ O método do espraiamento não satisfaz o princípio da superposição dos efeitos.



Espraiamento de tensões com carga dividida em duas faixas.

Tensões verticais

■ Aplicação da Teoria da Elasticidade

■ Para a estimativa das tensões atuantes no interior da massa de solo em virtude de diferentes tipos de carregamento externo são muito utilizadas soluções baseadas na Teoria da Elasticidade.

■ Hipóteses adotadas:

■ O meio semi-infinito (solo) é contínuo, homogêneo e isotrópico.

■ A superfície do solo é horizontal.

Homogêneo

Isotrópico

Elástico

Tensões verticais

■ Aplicação da Teoria da Elasticidade

■ Hipóteses adotadas:

Homogêneo

mesmas propriedades em todos os pontos

Foge a realidade na maioria dos casos. O solo é heterogêneo pela sua natureza e também apresenta relações tensão - deformação variáveis com a tensão de confinamento, logo variável com a profundidade.

Tensões verticais

■ Aplicação da Teoria da Elasticidade

■ Hipóteses adotadas:

Isotrópico

mesmas propriedades em todas as direções

O solo é em muitos casos anisotrópico pela natureza e arranjo de suas partículas. Entretanto, a condição de isotropia é válida para terrenos onde o solo mantém constituição uniforme por distâncias da ordem de algumas vezes a menor dimensão da área carregada.

Tensões verticais

■ Aplicação da Teoria da Elasticidade

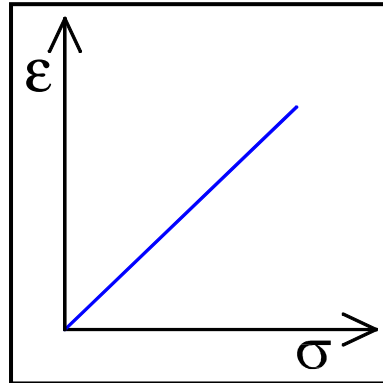
■ Hipóteses adotadas:

Elástico

$$\sigma = E \times \varepsilon$$

lei de Hooke – as tensões são proporcionais às deformações

Para que seja válida os acréscimos de tensão devem ser pequenos (pequenas deformações). Tal que o estado de tensões seja muito distante da ruptura.



Tensões verticais

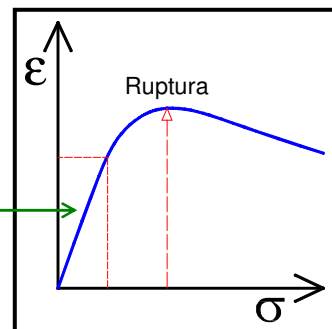
■ Aplicação da Teoria da Elasticidade

■ Os solos são Elásticos?

■ Na medida em que as tensões induzidas no subsolo de uma estrutura, com um coeficiente de segurança adequado contra a ruptura, são relativamente pequenas em comparação com a resistência última do material, o solo pode ser considerado de comportamento elástico para as tensões admissíveis atuantes.

Faixa de tensão de trabalho

O comportamento elástico depende do nível de tensão e deformação



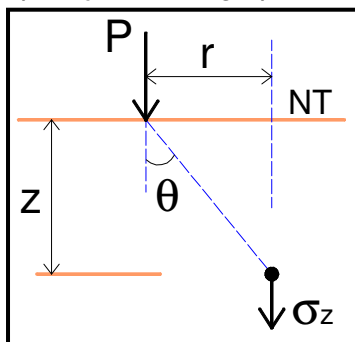
Tensões verticais

- ▣ Aplicação da Teoria da Elasticidade
- ▣ Solução de Boussinesq
- ▣ Determinou tensões, deformações e deslocamentos no interior de uma massa elástica, homogênea e isotrópica, num semi-espço infinito de superfície horizontal, devido a uma carga pontual aplicada na superfície deste semi-espço.

Carga pontual aplicada na superfície do maciço

Tensões verticais

- ▣ Aplicação da Teoria da Elasticidade
- ▣ Solução de Boussinesq
- ▣ No que se refere às tensões, interessam, no momento, os acréscimos de tensões verticais resultantes, em qualquer ponto, da aplicação da carga pontual “Q”, na superfície.

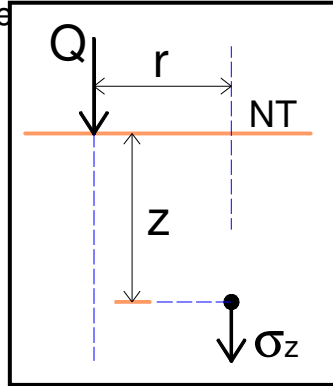


$$\Delta\sigma_v = \frac{3 \times P \times \cos^5 \theta}{2 \times \pi \times z^2}$$

Tensões verticais

- ▣ Aplicação da Teoria da Elasticidade
- ▣ Solução de Boussinesq
- Ou

$$\Delta\sigma_v = \frac{3 \times Q \times z^3}{2 \times \pi \times (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}}$$

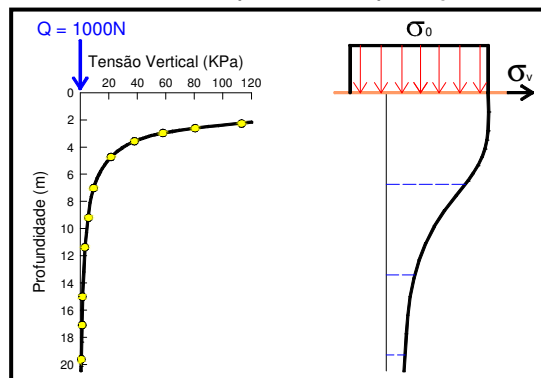


- Na vertical abaixo do ponto de aplicação ($r = 0$), as tensões são:

$$\Delta\sigma_v = \frac{0,48 \times Q}{z^2}$$

Tensões verticais

- ▣ Aplicação da Teoria da Elasticidade
- ▣ Solução de Boussinesq
- As tensões variam inversamente com o quadrado da profundidade, sendo infinita no ponto de aplicação.



Tensões verticais

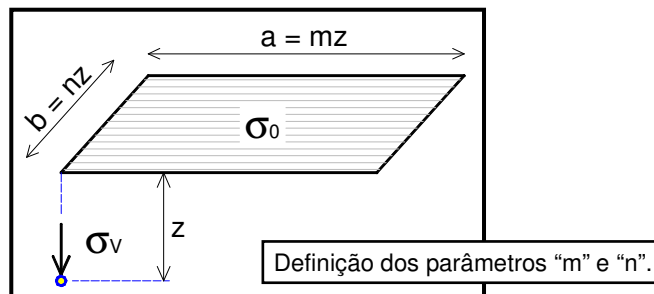
■ Aplicação da Teoria da Elasticidade

■ Solução de Newmark (Áreas retangulares)

■ A partir da integração da equação de Boussinesq, Determina $\Delta\sigma_z$ a uma profundidade z abaixo de uma vertical passando pela aresta de uma área retangular. São definidas as seguintes relações com os parâmetros m e n :

$$m = \frac{b}{z}$$

$$n = \frac{a}{z}$$



Tensões verticais

■ Aplicação da Teoria da Elasticidade

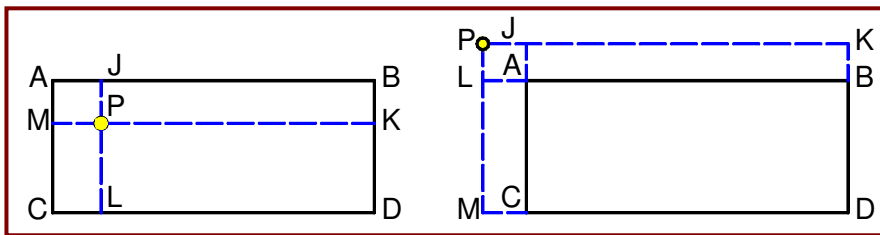
■ Solução de Newmark (Expressão)

$$\sigma_z = \frac{P}{4 \times \pi} \times \left\{ \frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+m^2n^2+1} \times \frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1} + \arctg \frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2-m^2n^2+1} \right\}$$

$$\Delta\sigma_z = I_\sigma \times \sigma_0$$

Tensões verticais

- Aplicação da Teoria da Elasticidade
- Solução de Newmark
- Aplicação da solução de Newmark para qualquer posição



Aplicação da solução de Newmark para qualquer posição.

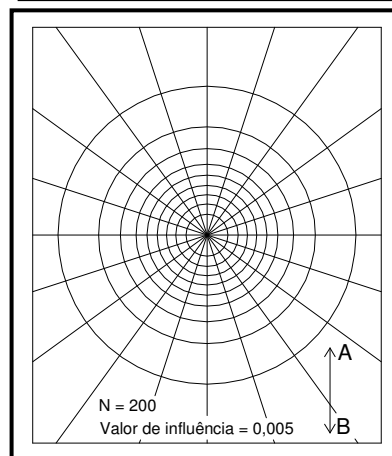
Tensões verticais

- Aplicação da Teoria da Elasticidade
- Ábaco dos “quadrinhos” baseado na solução de Love.

$I\sigma$	R/Z	R para z= 10m
0,0	0,00	0,00
0,1	0,27	2,70
0,2	0,40	4,00
0,3	0,52	5,20
0,4	0,64	6,40
0,5	0,77	7,70
0,6	0,91	9,10
0,7	1,11	11,10
0,8	1,39	13,90
0,9	1,91	19,10
1,0	∞	∞



$I\sigma = f(R/z)$ (traçado dos círculos).



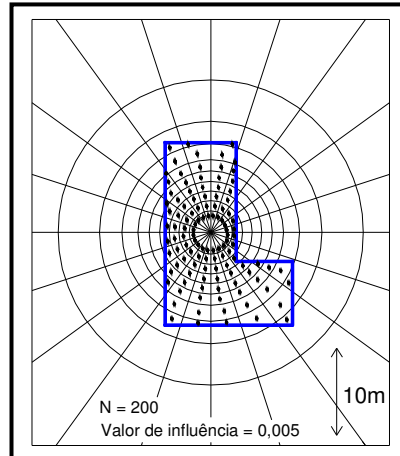
Tensões verticais

- Aplicação da Teoria da Elasticidade
- Ábaco dos “quadrinhos” baseado na solução de Love.
- Para áreas carregadas de formato qualquer:

$$\Delta\sigma_z = N \times I \times \sigma_0$$

N = n° de “quadrados” cobertos.
I = valor da influência de cada quadrado.

É necessário repetir os procedimentos para cada profundidade que se deseja conhecer as tensões porque modifica a escala do desenho.



Engenharia Civil

***A água no solo – Permeabilidade,
fluxo unidimensional e tensões
de percolação***

Mecânica dos Solos I

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

Permeabilidade do solo

■ A água no solo

■ O objetivo desta aula é o estudo da migração da água e das tensões por elas provocadas ao solo.

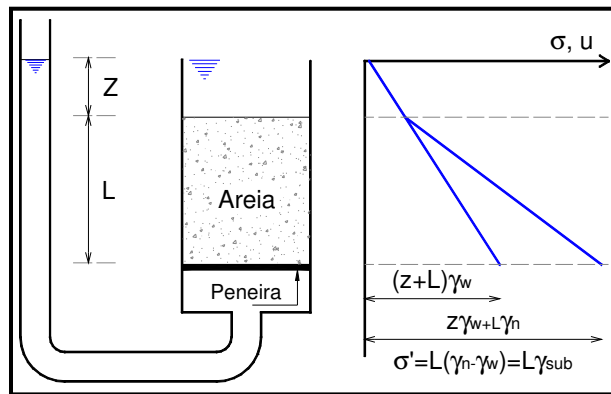
■ Permeabilidade é a propriedade que o solo apresenta de permitir o escoamento de água através dele. Todos os solos são mais ou menos permeáveis.

■ O conhecimento do valor da permeabilidade é muito importante em algumas obras de engenharia, principalmente, na estimativa da vazão que percolará através do maciço e da fundação de barragens de terra, em obras de drenagem, rebaixamento do nível d'água, adensamento, etc.

Os mais graves problemas de construção
estão relacionados com a presença da água.

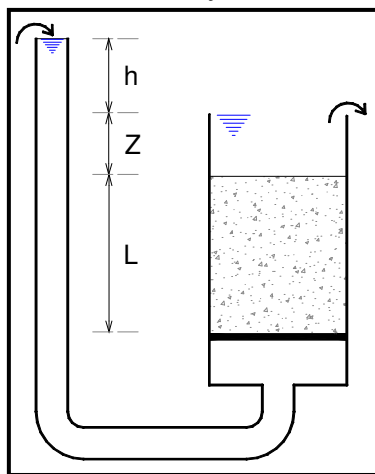
Permeabilidade do solo

- A água no solo
- Tensões em um solo sem fluxo:



Permeabilidade do solo

- A permeabilidade dos solos
- A lei de Darcy



Água percolando em um permeâmetro

$$Q = k \times \frac{h}{l} \times A$$

A relação h/l é chamada de gradiente hidráulico e é expresso pela letra i .

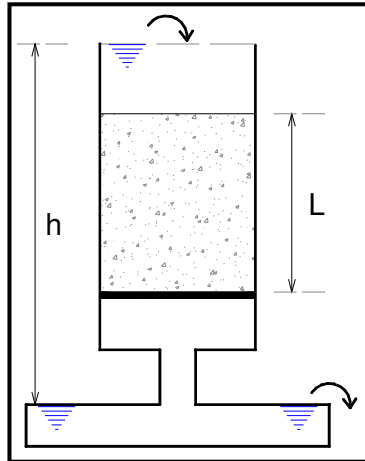
$$Q = k \times i \times A$$

Como vazão é a relação entre área e velocidade, então:

$$v = k \times i$$

Permeabilidade do solo

- Determinação do coeficiente de permeabilidade
- Permeâmetro de carga constante



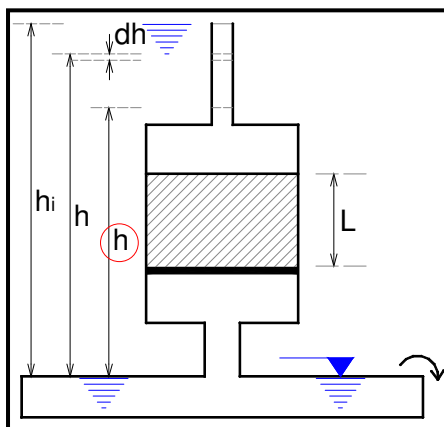
Esquema de permeâmetro de carga constante

Mantida a carga h , durante um certo tempo, a água percolada é colhida e seu volume é medido. Conhecidas a vazão e as características geométricas, o coeficiente de permeabilidade é calculado diretamente pela Lei de Darcy:

$$k = \frac{Q}{i \times A} \quad \text{Darcy (1850)}$$

Permeabilidade do solo

- Determinação do coeficiente de permeabilidade
- Permeâmetro de carga variável



Esquema de permeâmetro de carga variável

Quando o k é muito baixo, a determinação pelo permeâmetro de carga constante é pouco precisa. Emprega-se, então, o de carga variável.

$$k = 2,3 \frac{a \times L}{A \times t} \log \frac{h_i}{h_f}$$

Permeabilidade do solo

▣ Determinação do coeficiente de permeabilidade

▣ Ensaios de Campo Sondagem de simples reconhecimento

▣ Se a operação de perfuração for interrompida e se encher o tubo de revestimento de água, mantendo-se o nível e medindo-se a vazão.

↳ Pode-se calcular o K do solo

▣ Necessário conhecer: altura livre da perfuração, posição do nível de água, espessura das camadas, etc.

↳ Teoria de escoamento

▣ Métodos indiretos

▣ A velocidade com que um solo recalca quando submetido a uma compressão depende da velocidade com que a água sai dos vazios. Depende, portanto, de seu coeficiente de permeabilidade.

Permeabilidade do solo

▣ Determinação do coeficiente de permeabilidade

▣ Valores típicos de coeficiente de permeabilidade

▣ Os Coeficientes de permeabilidade são tanto menores quanto menores os vazios nos solos e, conseqüentemente, quanto menores as partículas.

Valores típicos de K: $k = 100 \times D_{\text{efetivo}}^2$ *Hanzen*

Argilas	$<10^{-9}\text{m/s}$
Siltos	10^{-6}m/s a 10^{-9}m/s
Areias argilosas	10^{-7}m/s
Areias finas	10^{-5}m/s
Areias médias	10^{-4}m/s
Areias grossas	10^{-3}m/s

Baixo



Alto

Importante: ordem de grandeza



$$k = 2,45 \times 10^{-6} \text{ m/s}$$

$$k = 2,45 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$$



Cuidado com as unidades

Permeabilidade do solo

- ▣ Variação do K de cada solo
- ▣ Esta equação indica que K é função do quadrado do diâmetro das partículas, o que dá suporte à equação de Hazen, que a antecede e que é empírica.

Diâmetro de uma esfera equivalente ao tamanho dos grãos

$$k = D^2 \times \frac{\gamma_w}{\mu} \times \frac{e}{1+e} \times C$$

Taylor (1948)

↑
Viscosidade do líquido

↑
Coeficiente de forma

Permeabilidade do solo

- ▣ Fatores que influenciam a permeabilidade
- ▣ Influência do estado do solo
- ▣ A equação de Taylor correlaciona o coeficiente de permeabilidade com o índice de vazios do solo. Quanto mais fofo o solo, mais permeável ele é. Conhecido o k para um certo e de um solo, pode-se calcular o k para outro e pela proporcionalidade: Esta equação é boa para as areias.

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{e_1^3}{e_2^3} \frac{(1+e_2)}{(1+e_1)}$$

- ▣ A influência do índice de vazios sobre a permeabilidade, em se tratando de areias puras e graduadas, pode ser expressa pela equação de sugerida por Casagrande:

$$k = 1,4k_{0,85}e^2$$

$k_{0,85}$ é o coeficiente de permeabilidade do solo quando $e = 0,85$

Permeabilidade do solo

▣ Fatores que influenciam a permeabilidade

▣ Influência do grau de saturação

■ A percolação de água não remove todo o ar existente num solo não saturado. Permanecem bolhas de ar, contidas pela tensão superficial da água.

■ Estas bolhas de ar constituem obstáculos ao fluxo de água. Desta forma, o coeficiente de permeabilidade de um solo não saturado é menor do que o que ele apresentaria se estivesse totalmente saturado. A diferença, entretanto não é muito grande.

$$K_{\text{solo saturado}} \neq K_{\text{não solo saturado}}$$

Pouca diferença

Permeabilidade do solo

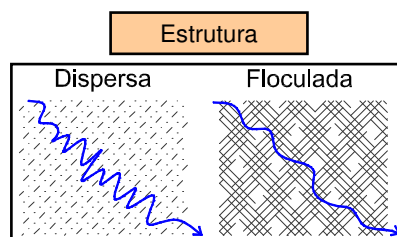
▣ Fatores que influenciam a permeabilidade

▣ Influência da estrutura e anisotropia

■ A permeabilidade depende não só da quantidade de vazios do solo mas também da disposição relativa dos grãos.

■ Solos quando compactados, no ramo seco, a disposição das partículas permite maior passagem de água (estrutura floculada).

■ Solos quando compactados, no ramo úmido, a disposição das partículas permite menor passagem de água (estrutura dispersa).



Anisotropia

$$K_h \neq K_v$$

Permeabilidade do solo

■ Fatores que influenciam a permeabilidade

■ Influência da temperatura

■ k é inversamente proporcional à viscosidade da água. Por isso, os valores de k são referidos à temperatura de 20°C, o que se faz pela seguinte relação:

$$k_{20} = k \frac{\eta}{\eta_{20}}$$

Diagram illustrating the relationship between permeability coefficients at different temperatures:

- k_{20} is the **Valor de k para a temperatura do ensaio** (k value for the test temperature).
- k is the **viscosidade a temperatura do ensaio** (viscosity at the test temperature).
- η_{20} is the **Viscosidade da água a temperatura de 20°C** (viscosity of water at 20°C).

The viscosity of water at 20°C is given by the equation:

$$\eta = \frac{0,0178}{1 + 0,033T + 0,00022T^2}$$

Permeabilidade do solo

■ A velocidade de descarga e a velocidade real da água

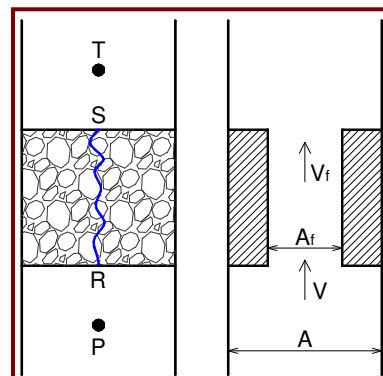
■ A velocidade considerada pela Lei de Darcy é a vazão dividida pela área total. Mas a água não passa por toda a área, passa só pelos vazios.

■ Relação entre a área de vazios e volumes correspondentes, que é por definição, a porosidade da areia, n . Considerando-se a viscosidade a velocidade do fluxo pode ser expressa como:

$$Q = A \times v = A_f \times v_f$$

$$v_f = v \frac{A}{A_f} = \frac{v}{n}$$

Esquema referente às velocidades de percolação e de fluxo. →



Permeabilidade do solo

■ Cargas Hidráulicas

■ No estudo de fluxo de água é conveniente expressar as componentes de energia pelas correspondentes cargas em termos de altura de coluna de água.

$$C.h. = \text{Carga Altimétrica} + \text{Carga Piezométrica} + \text{Carga Cinética}$$

$$C.h. = \text{Carga Altimétrica} + \text{Carga Piezométrica}$$

- Carga Altimétrica = diferença de cota do ponto considerado e da referência.
- Carga piezométrica = Pressão neutra no ponto.

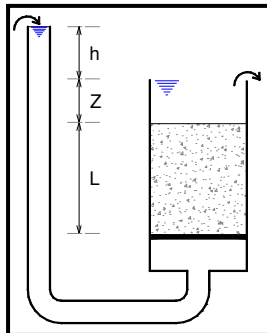
Só haverá fluxo se houver diferença de carga hidráulica entre dois pontos. A direção do fluxo é da maior para menor carga.

Permeabilidade do solo

■ Força de percolação

■ A diferença entre as cargas totais na face de entrada e de saída é h , e a ela corresponde a pressão $h \times \gamma_w$.

Esta carga se dissipa em atrito viscoso na percolação através do solo:
Gerando esforço



Água percolando em um permeâmetro

A força dissipada é: $F = h \times \gamma_w \times A$

Num fluxo uniforme, esta força se dissipa uniformemente em todo o volume de solo, $A.L$, de forma que a força por unidade de volume é:

$$j = \frac{h \times \gamma_w \times A}{A \times L} = \frac{h}{L} \gamma_w = i \gamma_w$$

Sendo j denominado força de percolação.

Permeabilidade do solo

- ▣ Tensões no solo submetido a percolação
- ▣ Considere-se um solo submetido a um fluxo ascendente como na qual estão indicadas as tensões totais e neutras ao longo da profundidade.

A tensão efetiva varia linearmente com a profundidade e, na face inferior, vale:

$$\sigma' = \sigma - u$$

$$\sigma' = (z \times \gamma_w + L \times \gamma_n) - (z \times \gamma_w + L \times \gamma_w + h \times \gamma_w)$$

Expressão que pode sofrer as seguintes alterações:

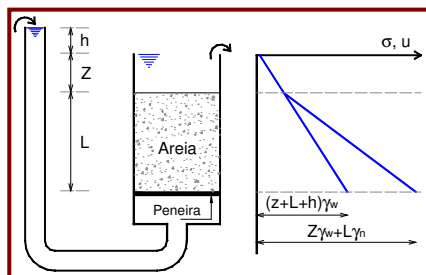
$$\sigma' = L \times (\gamma_n - \gamma_w) - (h \times \gamma_w)$$

$$\sigma' = L \times (\gamma_{\text{sub}}) - \left(\frac{L \times h}{L} \right) \times \gamma_w \quad \text{Como: } j = i \gamma_w$$

Permeabilidade do solo

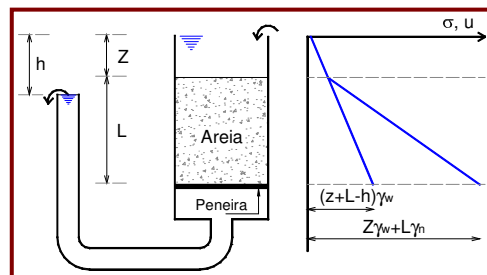
- ▣ Tensões no solo submetido a percolação

Fluxo ascendente



$$\sigma' = L \times (\gamma_{\text{sub}} - j)$$

Fluxo descendente



$$\sigma' = L \times (\gamma_{\text{sub}} + j)$$

Permeabilidade do solo

- ▣ Gradiente Hidráulico Crítico
- ▣ Quando durante o fluxo ascendente a tensão efetiva em um ponto do solo se torna nula.

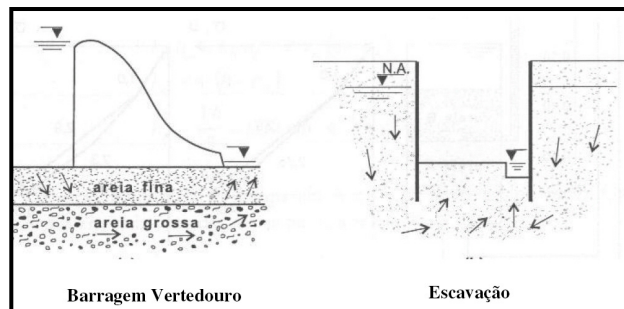
$$\sigma' = L \cdot \gamma_{sub} - L \cdot i \cdot \gamma_w = 0$$

$$i_{crit} = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_w} \cong 1$$

- ▣ É a principal causa das chamadas rupturas hidráulicas em estruturas geotécnicas.

Permeabilidade do solo

- ▣ Ruptura Hidráulica – Areias Movediças
- ▣ Como a resistência das areias é proporcional a tensão efetiva, quando esta se anula, a areia perde completamente sua resistência. A areia fica num estado definido como **areia movediça**.
- ▣ Não existe argilas movediças, pois as argilas apresentam consistência mesmo quando a tensão efetiva é nula.



Exemplos de estados de areia movediças criados em obras.

Engenharia Civil

Deformações devidas a carregamentos verticais

Mecânica dos Solos I

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

Deformações no solo

■ Introdução

■ As cargas de uma determinada estrutura são transmitidas ao solo gerando uma redistribuição dos estados de tensão em cada ponto do maciço (acréscimos de tensão), a qual irá provocar deformações em maior ou menor intensidade, em toda área nas proximidades do carregamento, que por sua vez, resultarão em recalques superficiais.

Deformações no solo

■ Introdução

■ Definem-se então alguns conceitos importantes:

- 1. Compressão (ou expansão):** É o processo pelo qual uma massa de solo, sob a ação de cargas, varia de volume mantendo sua forma. Os processos de compressão podem ocorrer por compactação (redução de volume devido ao ar contido nos vazios do solo) e pelo adensamento (redução do volume de água contido nos vazios do solo).
- 2. Compressibilidade:** Relação independente do tempo entre variação de volume e tensão efetiva. É a propriedade que os solos têm de serem suscetíveis à compressão.
- 3. Adensamento:** Processo dependente do tempo de variação de volume do solo devido à drenagem da água dos poros.

Deformações no solo

■ Recalques devidos a carregamentos na superfície

- Recalques são deslocamentos verticais devido a carregamentos, medidos na superfície do terreno ou em cotas próximas à superfície;
- Os casos mais corriqueiros são os recalques das edificações com fundações superficiais ou de aterros construídos sobre solos moles.
- A previsão dos recalques é um dos aspectos de maior interesse para a engenharia geotécnica;

Deformações no solo

- ▣ Recalques devidos a carregamentos na superfície
- ▣ Os recalques são causados por deformações de dois tipos:
 - Deformações rápidas que ocorrem imediatamente após o carregamento;

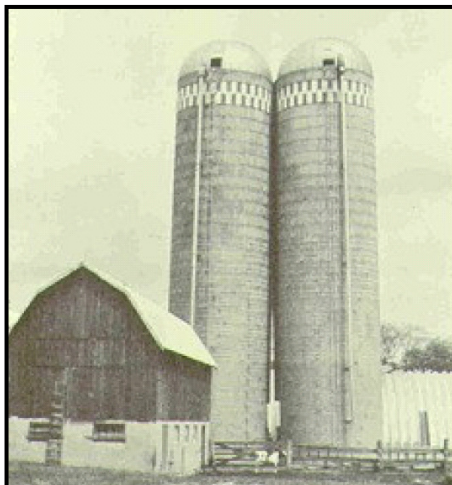
Solos arenosos ou argilosos não saturados

- Deformações lentas que se desenvolvem após a aplicação das cargas.

Solos argilosos saturados e solos orgânicos

Deformações no solo

- ▣ Ocorrências indesejáveis



Deformações no solo

- ▣ Recalques devidos a carregamentos na superfície
- ▣ A resposta dos solos perante os carregamentos depende da sua natureza e do estado em que se encontra;
- ▣ Esta resposta pode ser expressa através de parâmetros de deformabilidade.
- ▣ Parâmetros de deformabilidade são obtidos a partir de:

Ensaio de laboratório

Ensaio de campo

Correlações empíricas

Deformações no solo

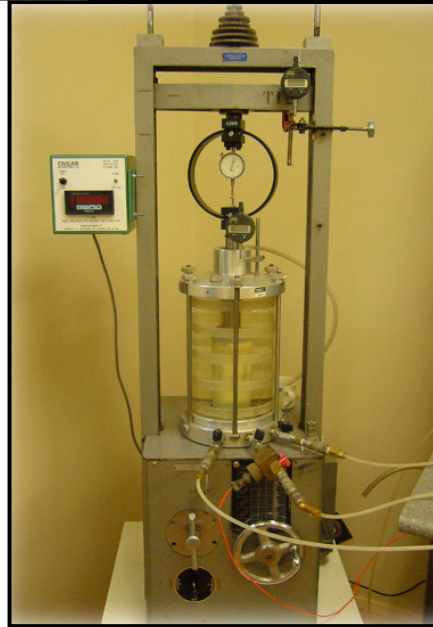
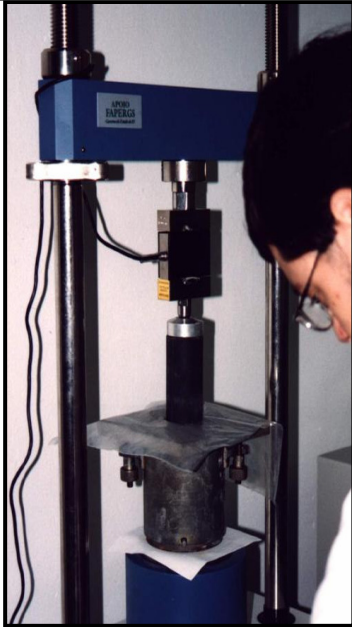
- ▣ Ensaio para determinação da deformabilidade dos solos
- ▣ Ensaio de compressão axial
 - Um corpo-de-prova cilíndrico é submetido a um carregamento axial.
 - Corpo-de-prova pode ser previamente submetido a um confinamento, quando, então, é chamado de **ensaio de compressão triaxial**.
 - Materiais quando solicitados podem apresentar diferentes comportamentos tensão-deformação anteriores ao colapso:

Rígido

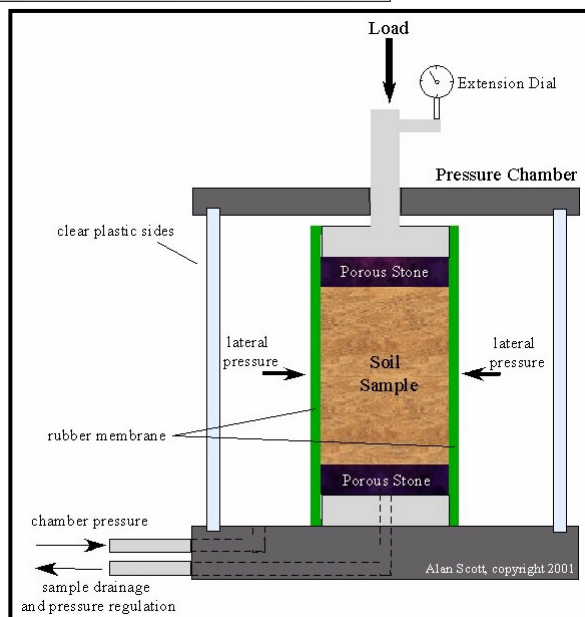
Elástico linear ou não linear

Elasto-plástico

Deformações no solo



Deformações no solo

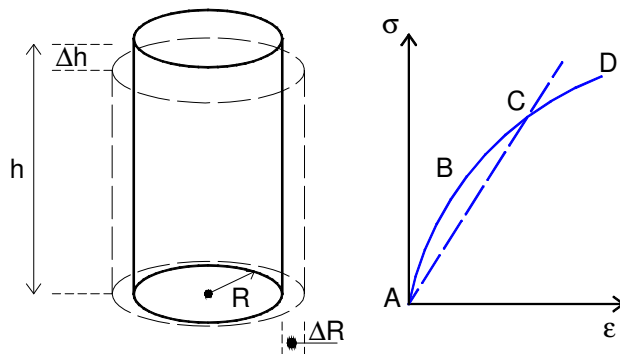


Deformações no solo

- ▣ Ensaios para determinação da deformabilidade dos solos
- ▣ Ensaios de compressão axial
- O solo não é um material nem rígido nem elástico, mas sim elasto-plástico.
- No entanto, é possível utilizar a teoria da elasticidade para representar o comportamento tensão-deformação de um solo.
- Isto é feito definindo-se um módulo de deformação E e um coeficiente de Poisson ν , para uma certa faixa de tensões.

Deformações no solo

- ▣ Ensaios para determinação da deformabilidade dos solos
- ▣ Ensaios de compressão axial
- Comportamento típico de um solo



$$\epsilon_l = \frac{\Delta h}{h}$$

$$\epsilon_r = \frac{\Delta R}{R}$$

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon_l}$$

$$\nu = \frac{\epsilon_r}{\epsilon_l}$$

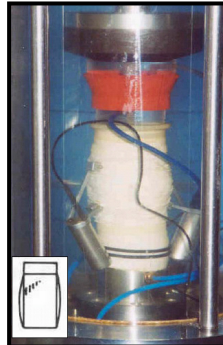
Deformações no solo

- ▣ Comportamento típico de um solo

Resistência a compressão simples



Triaxial



Triaxial



Deformações no solo

- ▣ Ensaios para determinação da deformabilidade dos solos
- ▣ Ensaios de compressão axial
- Valores típicos de módulos de deformação não drenados para argilas sedimentares saturadas:

Consistência	Módulo de elasticidade (MPa)
Muito mole	< 2,5
Mole	2,5 a 5
Consistência média	5 a 10
Rija	10 a 20
Muito Rija	20 a 40
Dura	> 40

Deformações no solo

- ▣ Ensaios para determinação da deformabilidade dos solos
- ▣ Ensaios de compressão axial
- Valores típicos de módulos de deformação drenados para areias (tensão de confinamento de 100 kPa)

Descrição da areia - Compacidade	Módulo de elasticidade (MPa)	
	Fofa	Compacta
Areias de grãos frágeis, angulares	15	35
Areias de grãos duros, arredondados	55	100
Areia basal de São Paulo, bem graduada, pouco argilosa	10	24

- Para as areias, os módulos são função da composição granulométrica, do formato e da resistência dos grãos.

Deformações no solo

- ▣ Ensaios para determinação da deformabilidade dos solos
- ▣ Ensaios de compressão axial
- O módulo de deformação do solo depende ainda da pressão confinante a que o solo está submetido.
- Em uma camada de solo, o módulo de deformação varia com a profundidade.
- Para os casos mais comuns, admite-se um módulo constante como representativo do comportamento da camada de solo.
- Para problemas especiais, pode-se expressar o módulo de elasticidade em função do nível de tensões atuante (confinamento).

Deformações no solo

- ▣ Ensaios para determinação da deformabilidade dos solos
- ▣ Ensaios de compressão axial
- Para outros valores de tensão confinante (σ_c) pode-se aplicar a equação empírica de Janbu na estimativa de $E(\sigma_c)$.

$$E(\sigma_c) = E_a \times P_a \times \left(\frac{\sigma_c}{P_a} \right)^n$$

Onde:

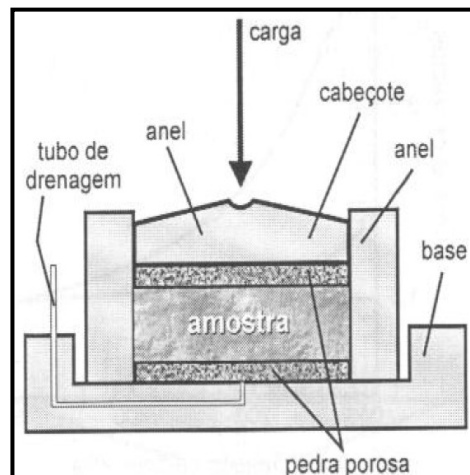
P_a = Pressão Atmosférica (100KPa)

E = Módulo a P_a

n = geralmente 0,5

Deformações no solo

- ▣ Ensaios para determinação da deformabilidade dos solos
- ▣ Ensaios de compressão edométrica





Deformações no solo

- ✦ Ensaios para determinação da deformabilidade dos solos
- ✦ Ensaios de compressão edométrica
 - Consiste na compressão do solo dentro de um molde que impede qualquer deformação lateral.
 - Simula o comportamento do solo quando ele é comprimido pela ação do peso de novas camadas que sobre ele se depositam.
 - É representativo de situações em que se pode admitir que o carregamento feito na superfície, ainda que em área restrita (sapatas), provoca no solo uma deformação vertical sem haver deformações laterais.

Deformações no solo

- ▣ Ensaios para determinação da deformabilidade dos solos
- ▣ Ensaios de compressão edométrica
- No ensaio, uma amostra é colocada num anel rígido ajustado entre duas pedras porosas.
- Os anéis que recebem o corpo de prova têm diâmetro cerca de três vezes a altura, com o objetivo de reduzir o efeito do atrito lateral durante os carregamentos.
- O carregamento é feito em etapas através de uma prensa. Para cada estágio de carga aplicada, registra-se a deformação a diversos intervalos de tempo, até que as deformações tenham praticamente cessado.

Deformações no solo

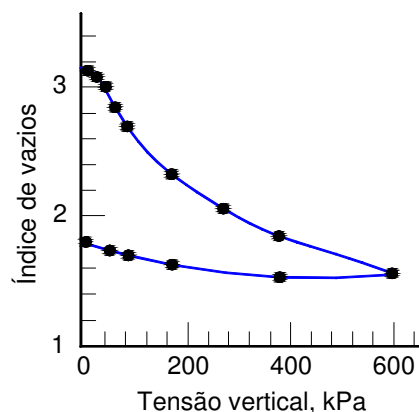
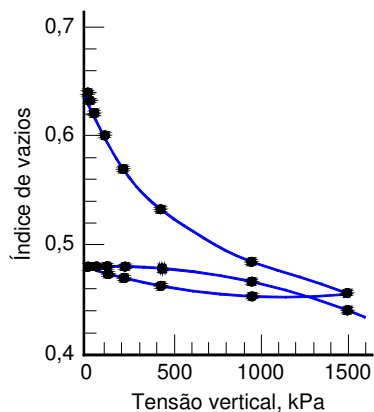
- ▣ Ensaios para determinação da deformabilidade dos solos
- ▣ Ensaios de compressão edométrica
- Seqüências usuais de cargas:
Em kPa: **3, 6, 12, 25, 50, 100, 200, 400, 800, 1600** (em geral são aplicados de 8 a 10 carregamentos, podendo chegar a duas semanas de ensaio).
- Exemplo:
Estágio de Carregamento: (5º)
Pressão = 200 kPa
Tempo (min): 0,1; 0,25; 0,5; 1; 2; 4; 8; 15; 30; 60; 120; 240
Leitura (mm): 7,84; 7,81; 7,77; 7,70; 7,60; 7,46; 7,31; 7,18; 7,08; 6,99; 6,92; 6,88
Resultados de todos os estágios:
Pressão (kPa): 0; 25; 50; 100; **200**; 400; 800
Índice de Vazios: 0,870; 0,860; 0,852; 0,840; 0,815; 0,755; 0,673.

Deformações no solo

- Ensaios para determinação da deformabilidade dos solos
- Ensaios de compressão edométrica
- Cessados os recalques, um novo estágio de carga é aplicado. As carga são então elevada para o dobro do seu valor anterior.
- Considerando-se a altura final do corpo-de-prova ao final de cada estágio de carga, pode-se representar a variação de altura ou os recalques em função das tensões verticais atuantes. Os índices de vazios finais de cada estágio de carregamento são calculados a partir do índice de vazios inicial do corpo de prova e da redução de altura.

Deformações no solo

- Ensaios para determinação da deformabilidade dos solos
- Ensaios de compressão edométrica
- Resultado típico de compressão edométrica em areia e argilas moles:



Deformações no solo

- Ensaios para determinação da deformabilidade dos solos
- Parâmetros da Compressão Edométrica

$$a_v = -\frac{de}{d\bar{\sigma}_v} \quad \text{Coeficiente de Compressibilidade}$$

$$m_v = -\frac{d\varepsilon_v}{d\bar{\sigma}_v} \quad \text{Coeficiente de Variação Volumétrica}$$

$$D = -\frac{d\bar{\sigma}_v}{d\varepsilon_v} \quad \text{Módulo de Compressão Volumétrica}$$

$$\varepsilon_v = -\frac{de}{1+e_0} \quad \rightarrow \quad a_v = (1+e_0) \cdot m_v \quad \rightarrow \quad D = 1/m_v$$

Deformações no solo

- Cálculo dos recalques
- Cálculo pela teoria da Elasticidade
- A teoria da Elasticidade indica que os recalques na superfície de uma área carregada podem ser expressos pela equação:

$$\rho = I \times \frac{\sigma_0 \times B}{E} \times (1 - \nu^2)$$

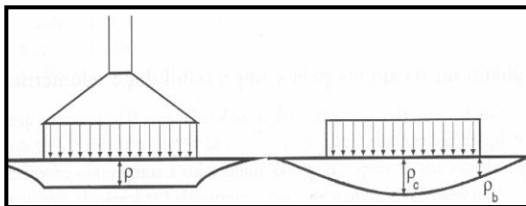
onde:

σ_0 é a pressão uniformemente distribuída na superfície;

E e ν são os parâmetros do solo já definidos;

B é a largura (ou diâmetro) da área carregada, e

I é um coeficiente de forma.



Deformações no solo

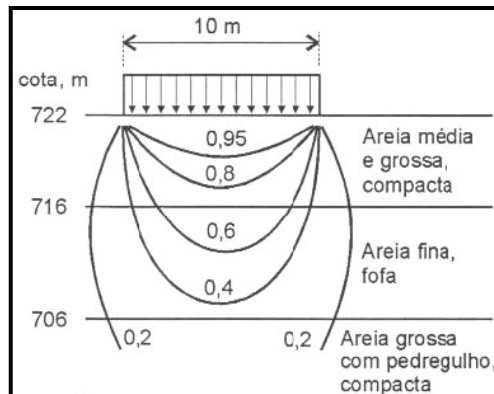
- Cálculo dos recalques
- Coeficientes de forma para cálculo de recalques

I

Tipo de placa		Rígida	Flexível	
			centro	Borda/canto
Circular		0,79	1,00	0,64
Quadrada		0,86	1,11	0,56
Retangular	L/B = 2	1,17	1,52	0,75
	L/B = 5	1,66	2,10	1,05
	L/B = 10	2,00	2,54	1,27

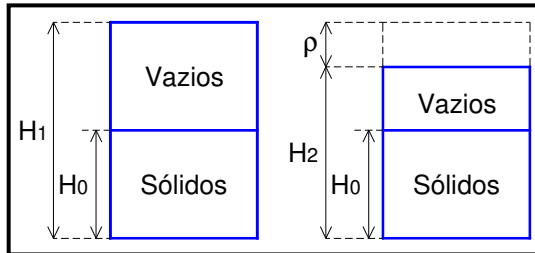
Deformações no solo

- Cálculo dos recalques
- Dificuldades para aplicação pela teoria da Elasticidade
- A grande variação dos módulos de cada solo, em função do nível de tensão aplicado (não linearidade) e do nível de confinamento do solo.
- Os solos são constituídos de camadas de diferentes compressibilidades.



Deformações no solo

- Cálculo dos recalques
- Cálculo pela compressibilidade edométrica:



$$H_1 = H_0 \times (1 + e_1)$$

$$H_2 = H_0 \times (1 + e_2)$$

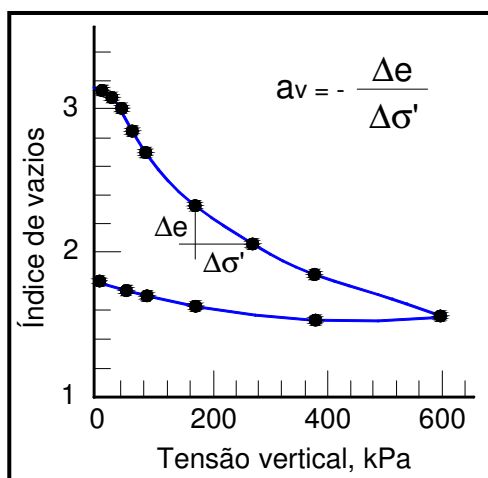
$$H_2 = H_1 \times \frac{(1 + e_2)}{(1 + e_1)}$$

$$\rho = H_1 \times \frac{(1 + e_1 - 1 - e_2)}{(1 + e_1)} = H_1 \times \frac{(e_1 - e_2)}{1 + e_1} = \frac{\Delta e}{1 + e_1}$$

Deformações no solo

- Adensamento das argilas saturadas

$\sigma' \times e$



Varição do índice de vazios com a tensão efetiva

Em um dado momento i do ensaio tem-se conhecido o índice de vazios por:

$$e_i = \frac{H_i}{H_s} - 1$$

onde:

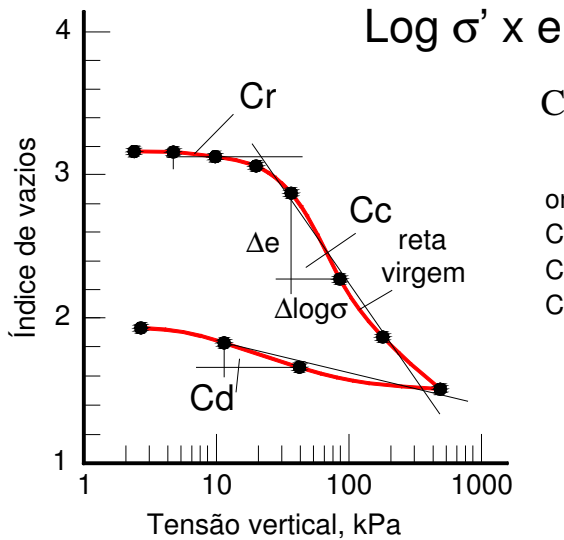
H_i – altura do CP em i

H_s – altura de sólidos

$$H_s = \frac{H_0}{1 + e_0}$$

Deformações no solo

■ Adensamento das argilas saturadas



$$C_r = C_c = C_d = - \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'}$$

onde:

C_r = índice de recompressão

C_c = índice de compressão

C_d = índice de descarga

Deformações no solo

■ Adensamento das argilas saturadas

■ A tensão de pré-adensamento

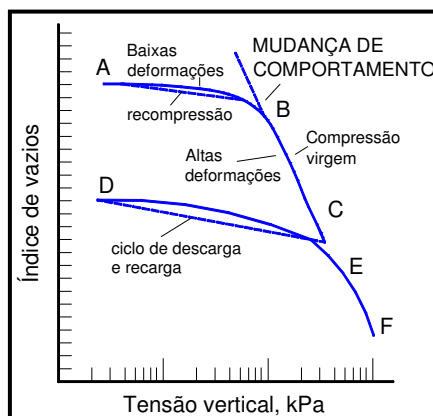
Tensão de Pré-Adensamento é a máxima tensão que um elemento de solo já sofreu em toda sua história. É determinada no ensaio edométrico como o ponto de mudança de gradiente na curva de adensamento.

Mudança de comportamento

Tensão de pré-adensamento

(σ'_{vm})

Máxima tensão efetiva sofrida pelo solo



Deformações no solo

■ Adensamento das argilas saturadas

■ Razão de Sobre-Adensamento

● É a razão entre a tensão de pré-adensamento e a tensão efetiva atuante no solo.

$$RSA = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_v}$$

● De acordo com a sua história de tensões os solos são classificados em:

Solos Normalmente Adensados

RSA = 1

Solos Sobre-Adensados

1 < RSA < 4 levemente sobre-adensado
RSA > 4 fortemente sobre-adensado

Solos Parcialmente Adensados

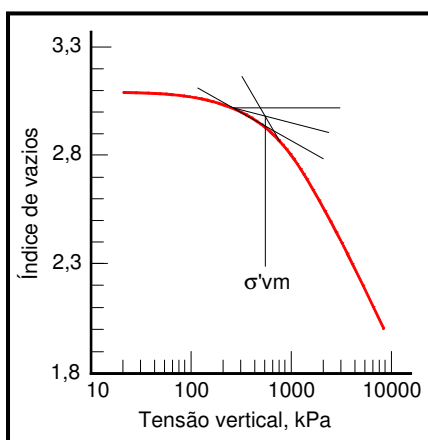
RSA < 1

Deformações no solo

■ Adensamento das argilas saturadas

■ Determinação da tensão de pré-adensamento:

● Método de Casagrande



Passos:

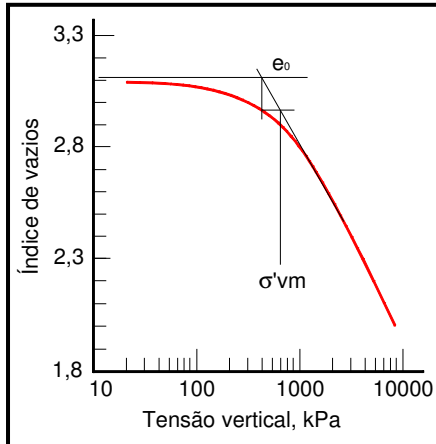
- Encontrar o ponto máximo da curvatura (menor raio);
- Traçar por este ponto uma tangente à curva e uma horizontal;
- Traçar a bissetriz entre a tangente e a horizontal;
- O encontro da bissetriz com o prolongamento da reta virgem – σ'_{vm}

Deformações no solo

■ Adensamento das argilas saturadas

■ Determinação da tensão de pré-adensamento:

● Método de Pacheco Silva



Passos:

- Prolonga-se a reta virgem até o encontro com uma horizontal traçada do índice de vazios inicial;
- Do ponto de interseção baixa-se uma vertical até a curva;
- Deste último ponto traça-se uma horizontal até o prolongamento da reta virgem.

Engenharia Civil

Teoria do Adensamento – Evolução dos recalques com o tempo

Mecânica dos Solos I

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

Teoria do Adensamento

- O Processo do adensamento
- Fenômeno pelo qual deformações e recalques ocorrem com expulsão da água do interior dos vazios do solo no decorrer do tempo após o carregamento.
- O adensamento ocorre em função da variação das tensões no solo causada por uma solicitação externa.

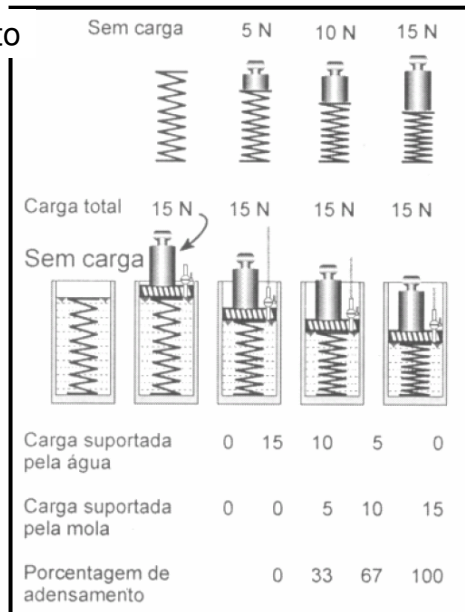
Adensamento

Processo gradual dependente do tempo de variação de volume do solo devido à drenagem da água dos poros, compressão e aumento de tensões efetivas com a conseqüente diminuição de pressão neutra.

Teoria do Adensamento

■ O Processo do Adensamento

■ Analogia Mecânica de Terzaghi (Taylor, 1948).



Teoria do Adensamento

■ A Teoria de Adensamento Unidimensional de Terzaghi

■ Hipóteses da Teoria do Adensamento

1. O solo é totalmente saturado ($S_r = 100\%$);
2. A compressão é unidimensional;
3. O fluxo de água é unidimensional e governado pela Lei de Darcy;
4. O solo é homogêneo;
5. As partículas sólidas e a água são praticamente incompressíveis perante a incompressibilidade do solo;
6. O solo pode ser estudado como elementos infinitesimais;
7. As propriedades do solo não variam no processo de adensamento e não há diferença de comportamento entre massas de solos de pequenas e grandes dimensões;
8. O índice de vazios varia linearmente com o aumento da tensão efetiva durante o processo de adensamento.

Teoria do Adensamento

- A Teoria de Adensamento Unidimensional de Terzaghi
- Grau de Adensamento (U_z)

É a relação entre a deformação ocorrida em um elemento de solo numa profundidade z em um determinado tempo (ε) e a deformação deste mesmo elemento quando todo o processo de adensamento tiver ocorrido (ε_f).

$$U_z = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_f} \quad \text{Onde:}$$

A deformação final devido ao acréscimo de tensão é dada por:

Em um instante t qualquer, o índice de vazios será "e" e a deformação ocorrida até este instante será:

$$\varepsilon = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1}$$

$$\varepsilon_f = \frac{e_1 - e}{1 + e_1}$$

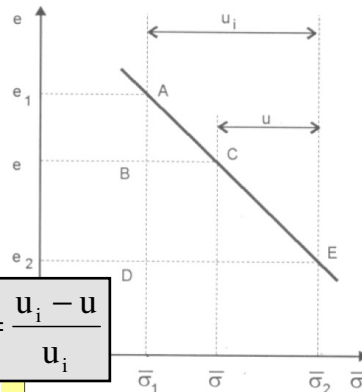
Teoria do Adensamento

- A Teoria de Adensamento Unidimensional de Terzaghi
- Grau de Adensamento (U_z)

Pode-se dizer que o Grau de Adensamento é a relação entre a variação do índice até o instante t e a variação total do índice de vazios devida ao carregamento.

Por semelhança dos triângulos ABC e ADE, obtém-se:

$$U_z = \frac{e_1 - e}{e_1 - e_2} = \frac{AB}{AD} = \frac{BC}{DE} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_1}{\sigma'_2 - \sigma'_1} = \frac{u_i - u}{u_i}$$



Teoria do Adensamento

- A Teoria de Adensamento Unidimensional de Terzaghi
- Grau de Adensamento (U_z)

O Grau de adensamento é equivalente ao Grau de acréscimo de tensão efetiva.

$$U_z = \frac{\sigma' - \sigma'_1}{\sigma'_2 - \sigma'_1} = \frac{u_i - u}{u_i}$$

$$U_z = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_f} = \frac{e_1 - e}{e_1 - e_2} = \frac{\sigma' - \sigma'_1}{\sigma'_2 - \sigma'_1} = \frac{u_i - u}{u_i}$$

Teoria do Adensamento

- A Teoria de Adensamento Unidimensional de Terzaghi
- Coeficiente de compressibilidade (a_v)

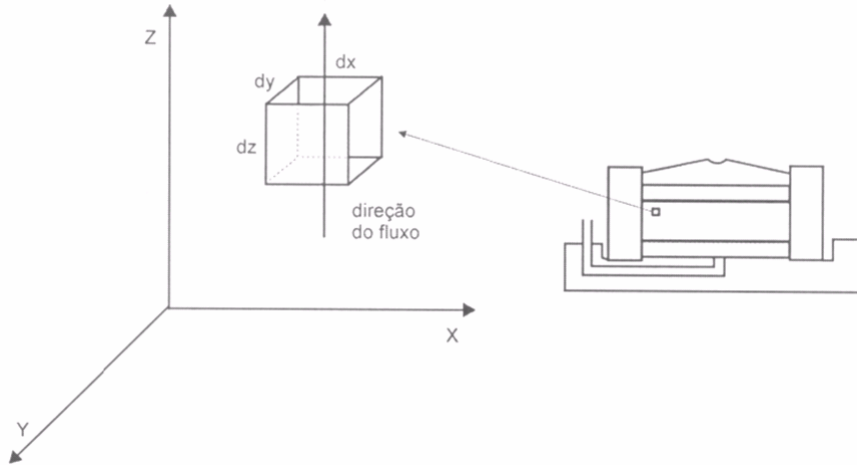
É a inclinação da reta que representa a variação entre as tensões efetivas e os índices de vazios.

$$a_v = \frac{e_1 - e_2}{\sigma'_2 - \sigma'_1} = - \frac{e_1 - e_2}{\sigma'_2 - \sigma'_1} = - \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} = \frac{\Delta e}{\Delta u}$$

Esta expressão será usada no desenvolvimento da teoria do adensamento.

Teoria do Adensamento

- ▣ Dedução da Teoria
- ▣ Equação Diferencial do Adensamento



Teoria do Adensamento

- ▣ Dedução da Teoria
- ▣ Equação Diferencial do Adensamento

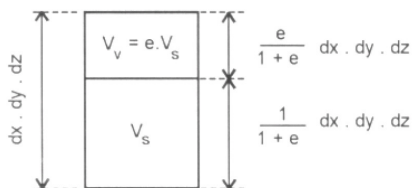
$$\frac{\partial v}{\partial t} = \left(k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) dx dy dz = 0$$

Equação diferencial do fluxo permanente **Tridimensional**.



$$\frac{\partial v}{\partial t} = \left(k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) dx dy dz$$

Equação diferencial do fluxo **Unidimensional** com variação de volume.



$$\frac{\partial}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{e}{1+e} dx dy dz \right) = \frac{\partial e}{\partial t} \times \frac{dx dy dz}{1+e}$$

Teoria do Adensamento

▣ Dedução da Teoria

▣ Equação Diferencial do Adensamento

$$\left(k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) dx dy dz = \frac{\partial e}{\partial t} \times \frac{dx dy dz}{1+e}$$

$$k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{\partial e}{\partial t} \times \frac{1}{1+e}$$

$$h = \frac{u}{\gamma_w} \quad de = a_v \times du$$

$$\frac{k(1+e)}{a_v \times \gamma_w} \times \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

$$c_v = \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

Equação diferencial do Adensamento

$$c_v = \frac{k(1+e)}{a_v \times \gamma_w}$$

Coefficiente de Adensamento

Teoria do Adensamento

▣ Dedução da Teoria

▣ Equação Diferencial do Adensamento

(Resultado da Integração)

$$U_z = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \times \left(\text{sen} \frac{M \times z}{H_d} \right) \times e^{-M^2 T} \quad \rightarrow \quad M = \frac{\pi}{2} \times (2m + 1)$$

$$T = \frac{c_v \times t}{H_d^2}$$

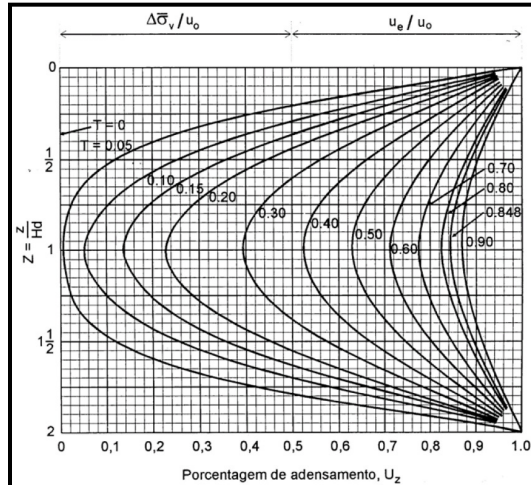
Fator Tempo

H_d – Altura de Drenagem

Teoria do Adensamento

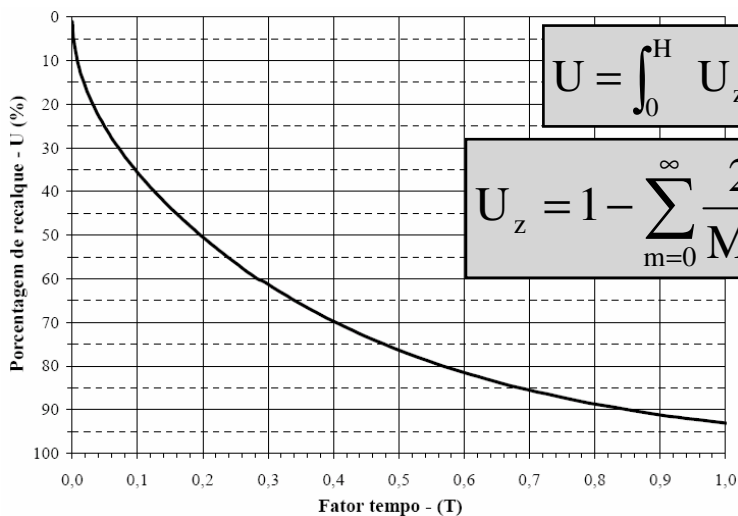
- ▣ Dedução da Teoria
- ▣ Grau de Adensamento em função da profundidade e do tempo (Isócronas)

$$U_z = f(Z, T)$$



Teoria do Adensamento

- ▣ Dedução da Teoria
- ▣ Grau de Adensamento médio da amostra



Teoria do Adensamento

▣ Dedução da Teoria

U (%)	T	U (%)	T	U (%)	T	U (%)	T	U (%)	T
1	0,0001	21	0,035	41	0,132	61	0,297	81	0,588
2	0,0003	22	0,038	42	0,139	62	0,307	82	0,610
3	0,0007	23	0,042	43	0,145	63	0,318	83	0,633
4	0,0013	24	0,045	44	0,152	64	0,329	84	0,658
5	0,0020	25	0,049	45	0,159	65	0,340	85	0,684
6	0,0028	26	0,053	46	0,166	66	0,352	86	0,712
7	0,0038	27	0,057	47	0,173	67	0,364	87	0,742
8	0,0050	28	0,062	48	0,181	68	0,377	88	0,774
9	0,0064	29	0,066	49	0,189	69	0,390	89	0,809
10	0,0079	30	0,071	50	0,196	70	0,403	90	0,848
11	0,0095	31	0,075	51	0,204	71	0,417	91	0,891
12	0,0113	32	0,080	52	0,212	72	0,431	92	0,939
13	0,0133	33	0,086	53	0,221	73	0,446	93	0,993
14	0,0154	34	0,091	54	0,229	74	0,461	94	1,055
15	0,0177	35	0,096	55	0,238	75	0,477	95	1,129
16	0,0201	36	0,102	56	0,246	76	0,493	96	1,219
17	0,0227	37	0,108	57	0,255	77	0,511	97	1,336
18	0,0254	38	0,113	58	0,264	78	0,529	98	1,500
19	0,0284	39	0,119	59	0,273	79	0,547	99	1,781
20	0,0314	40	0,126	60	0,283	80	0,567	100	∞

Teoria do Adensamento

▣ Dedução da Teoria

▣ Drenagem por uma só face

- 🌐 A solução para este caso é igual à da situação anterior;
- 🌐 É necessário simplesmente considerar a metade do gráfico que apresenta as curvas isócronas;
- 🌐 H_d passa a ser a espessura da camada;
- 🌐 A curva da porcentagem de adensamento é válida tanto para duas quanto para uma face de drenagem.
- 🌐 Comparando-se as duas condições de drenagem, para uma mesma espessura de camada, conclui-se que o valor total do recalque é o mesmo, mas o tempo para que ocorra um determinado recalque é quatro vezes maior quando a drenagem ocorre por uma só face.

Engenharia Civil

Teoria do Adensamento – Tópicos complementares

Mecânica dos Solos I

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

Teoria do Adensamento

- Relação entre Porcentagem de Adensamento e Fator Tempo: Métodos Aproximados
- A curva teórica $U \times T$ pode ser aproximada pelas seguintes expressões:

$$T = \left(\frac{\pi}{4} \right) \cdot U^2, \quad U \leq 60\%$$

$$T = -0,933 \log(1-U) - 0,085, \quad U > 60\%$$

- Até 60% de adensamento, a relação é aproximada por uma parábola, cujas características podem ser utilizadas na previsão de recalques.

Teoria do Adensamento

- Obtenção do Coeficiente de Adensamento em Ensaio Edométrico
- O coeficiente de adensamento pode ser determinado diretamente do ensaio de adensamento;
- Em cada estágio de carregamento, obtém-se a curva recalques em função do tempo;
- Esta evolução obedece a teoria do adensamento e, portanto, a curva obtida é semelhante à curva teórica $U \times T$.

Teoria do Adensamento

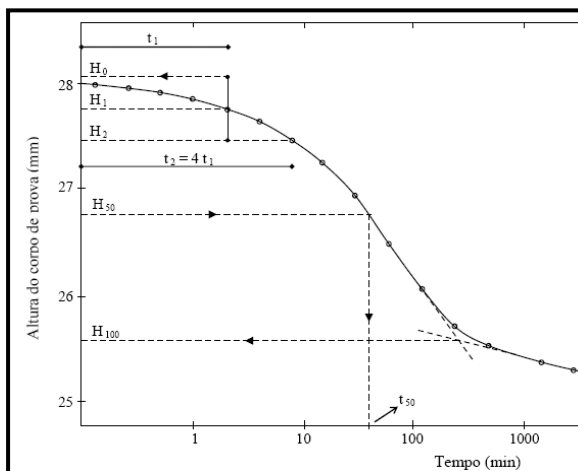
- Obtenção do Coeficiente de Adensamento em Ensaio Edométrico
- O ajuste da curva experimental à teórica permite determinar o coeficiente de adensamento, suposto constante durante o adensamento, através da expressão:

$$T = \frac{c_v \cdot t}{H_d^2} \quad \Rightarrow \quad c_v = \frac{T \cdot H_d^2}{t}$$

- No ajuste dos dados experimentais deve-se separar o trecho correspondente ao adensamento primário, dos trechos correspondentes à compressão inicial e a compressão secundária.

Teoria do Adensamento

- Obtenção do Coeficiente de Adensamento em Ensaio Edométrico
- Método de Casagrande (logaritmo do tempo)



Teoria do Adensamento

- Método de Casagrande (logaritmo do tempo)

1° Para cada incremento de carga escolhido, desenhar a curva de adensamento, marcando-se no eixo das ordenadas a altura do corpo de prova e no eixo das abscissas o logaritmo do tempo;

2° Determinar o ponto correspondente a 100% do adensamento primário pela intersecção das retas tangentes aos ramos da curva que definem as compressões primária e secundária. Transportar o ponto encontrado para o eixo das abscissas, obtendo-se a altura H₁₀₀;

3° Para determinar o ponto correspondente a 0% do adensamento primário, selecionar duas alturas do corpo de prova (H₁ e H₂) correspondentes respectivamente aos tempos (t₁ e t₂), cuja relação t₂ / t₁ seja igual a 4. A altura do corpo de prova correspondente a 0% de adensamento primário, é calculada por: $H_0 = H_1 + (H_1 - H_2)$;

Teoria do Adensamento

▣ Método de Casagrande (logaritmo do tempo)

4° A altura do corpo de prova, correspondente a 50% do adensamento primário, é obtida pela expressão: $H_{50} = (H_0 - H_{100})/2$;

5° Calcular o coeficiente de adensamento pela expressão:

$$C_v = \frac{t_{50} \times H d^2}{t_{50}} \quad \Rightarrow \quad C_v = \frac{0,197 \times (0,5 \times H_{50})^2}{t_{50}}$$

Onde:

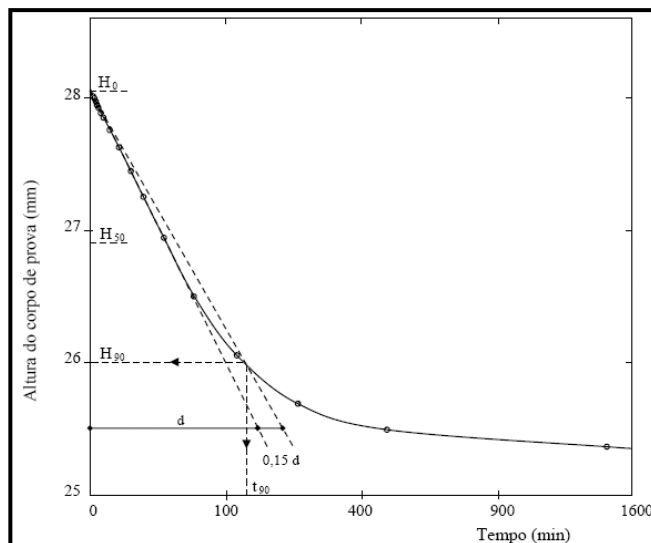
C_v = coeficiente de adensamento, em cm^2/s .

H_{50} = altura do corpo de prova correspondente a 50% do adensamento primário, em cm.

t_{50} = tempo correspondente à ocorrência de 50% do adensamento primário, em s.

Teoria do Adensamento

▣ Método de Taylor (raiz quadrada do tempo)



Teoria do Adensamento

■ Método de Taylor (raiz quadrada do tempo)

1° Para cada incremento de carga escolhido, desenhar a curva de adensamento, marcando-se no eixo das ordenadas a altura do corpo de prova e no eixo das abscissas a raiz quadrada do tempo;

2° Determinar o ponto correspondente a 0% do adensamento primário, prolongando-se a reta definida pelos pontos iniciais da curva de adensamento até o eixo das ordenadas;

3° Traçar por esse ponto uma linha reta com coeficiente angular igual a 1,15 vezes o coeficiente angular da reta obtida no item anterior. A intersecção desta reta com a curva de adensamento primário, cujas coordenadas são respectivamente t_{90} e H_{90} ;

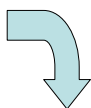
Teoria do Adensamento

■ Método de Taylor (raiz quadrada do tempo)

4° A altura do corpo de prova, correspondente a 50% do adensamento primário, é obtida pela expressão: $H_{50} = H_0 - 5/9 (H_0 - H_{90})$;

5° Calcular o coeficiente de adensamento pela expressão:

$$C_v = \frac{t_{90} \times H d^2}{t_{90}}$$



$$C_v = \frac{0,848 \times (0,5 \times H_{50})^2}{t_{90}}$$

Teoria do Adensamento

- ▣ Condições de Campo que Influenciam o Adensamento
- ▣ Fluxo lateral no adensamento

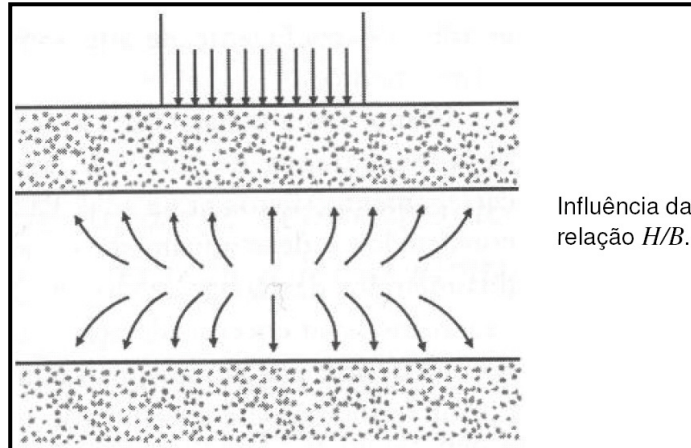


Ilustração do efeito da largura da área carregada e da espessura da camada deformável.

Teoria do Adensamento

- ▣ Condições de Campo que Influenciam o Adensamento
- ▣ Influencia de lentes de areia

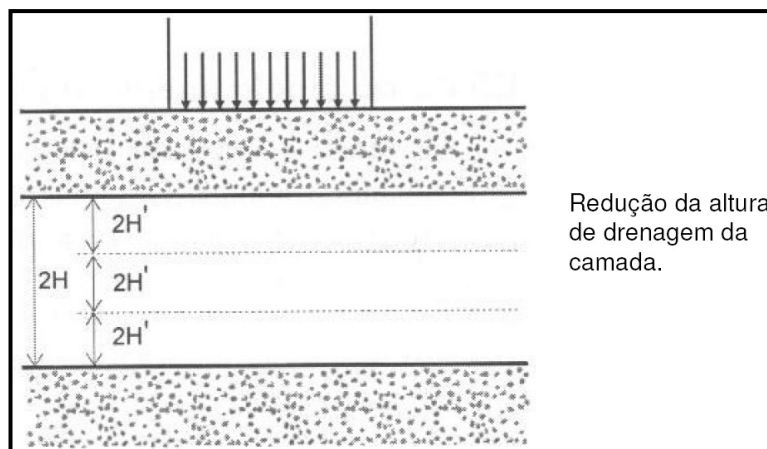
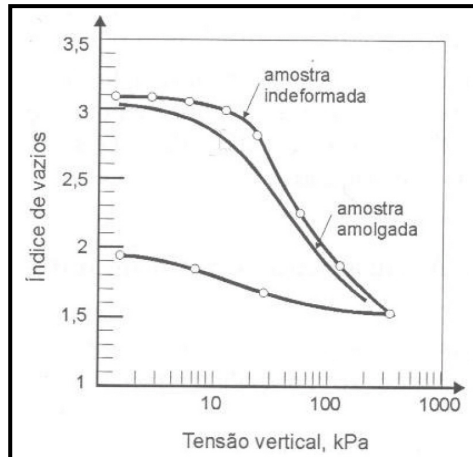


Ilustração do efeito de lentes de areia no subsolo argiloso.

Teoria do Adensamento

- ▣ Condições de Campo que Influenciam o Adensamento
- ▣ Efeito do amolgamento do solo



Elimina o efeito do sobre-adensamento do solo.

Ilustração do efeito de amolgamento no resultado de ensaio de adensamento.

Teoria do Adensamento

- ▣ Obtenção do Coeficiente de Adensamento através da Retro- Análise de Casos Reais
- ▣ A melhor maneira de se estimar o coeficiente de adensamento é a retro-análise de carregamentos já feitos neste solo.
- ▣ Para tanto, medem-se os recalques de aterros construídos e determinam-se os valores de c_v utilizando-se os métodos de Casagrande ou Taylor.
- ▣ Nestas análises, é necessário levar em consideração o tempo de aplicação do carregamento que, ao contrário do que ocorre nos ensaios, não é instantâneo.

Teoria do Adensamento

▣ Análise das Hipóteses Consideradas na Teoria do Adensamento Unidimensional

▣ **Propriedades dos solos constantes: constância de C_v**

🌐 Tanto o coeficiente de permeabilidade como o coeficiente de compressão volumétrica do solo diminuem com a redução do índice de vazios.

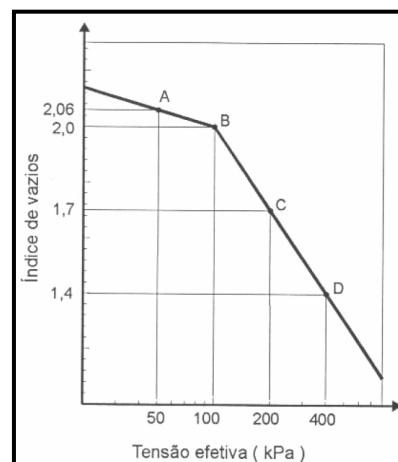
$$c_v = \frac{k \cdot (1 + e)}{a_v \cdot \gamma_w} = \frac{k}{m_v \cdot \gamma_w}$$

Teoria do Adensamento

▣ Análise das Hipóteses Consideradas na Teoria do Adensamento Unidimensional

▣ **Varição linear do índice de vazios com a tensão efetiva: constância de a_v**

🌐 A dissipação da pressão neutra pode ocorrer mais rápida ou mais lentamente do que o desenvolvimento das deformações acarretando uma incorreção na estimativa da dissipação das pressões neutras e do desenvolvimento das tensões efetivas.



Teoria do Adensamento

▣ Análise das Hipóteses Consideradas na Teoria do Adensamento Unidimensional

▣ **Acréscimo de tensão uniforme ao longo da camada de solo**

🌐 Se a área carregada for limitada, sabe-se que o acréscimo de tensão na face superior da camada é maior do que na face inferior.

🌐 Para outras hipóteses de diagrama de sobre-pressão estabelecidas pelo carregamento, soluções rigorosas são disponíveis.

🌐 A consideração destes detalhes, entretanto, não produz resultados muito mais representativos da realidade.

🌐 A solução estudada até aqui é considerada uma representação adequada para os casos típicos de carregamentos em engenharia.

Teoria do Adensamento

▣ **Compressão ou Adensamento Secundário**

🌐 Compressão lenta que continua a ocorrer após o desenvolvimento dos recalques previstos na teoria do adensamento;

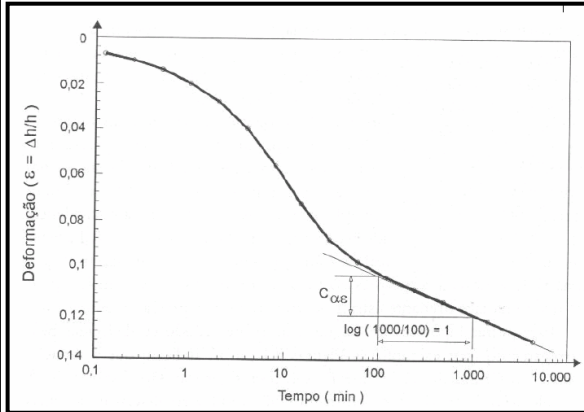
🌐 Teoricamente, as pressões neutras teriam praticamente se dissipado;

🌐 Este fenômeno indica que pode ocorrer deformação do solo mesmo sendo constante a tensão efetiva;

🌐 O adensamento secundário de um solo é expresso pelo denominado coeficiente de adensamento secundário C_{α} que indica a inclinação do trecho final da curva de variação da deformação ou do índice de vazios com o logaritmo do tempo.

Teoria do Adensamento

■ Compressão ou Adensamento Secundário



$$C_{\alpha\varepsilon} = \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta\log_{10} t}$$

Função da deformação específica.

Correlação entre índice de vazios e deformação

$$C_{\alpha e} = \frac{\Delta e}{\Delta\log_{10} t}$$

Função do índice de vazios

$$C_{\alpha\varepsilon} = \frac{C_{\alpha e}}{1 + e_0}$$

Teoria do Adensamento

■ Compressão ou Adensamento Secundário

🌐 Os valores de coeficientes de adensamento secundário, em função da deformação específica, variam de 0,5% a 2%, para argilas normalmente adensadas, podendo atingir valores de 3% ou mais para argilas muito plásticas e argilas orgânicas.

🌐 Para argilas sobre-adensadas, o efeito do adensamento secundário é pequeno desde que a tensão de pré-adensamento não seja ultrapassada.

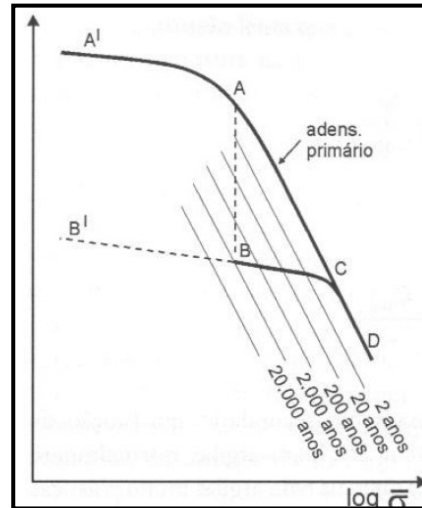
Teoria do Adensamento

■ Compressão ou Adensamento Secundário

■ Acréscimo de tensão uniforme ao longo da camada de solo

🌐 O adensamento secundário provoca uma redução do índice de vazios enquanto a tensão efetiva se mantém constante.

🌐 A tensão de pré-adensamento determinada nos ensaios não é, na realidade, a máxima tensão efetiva a que o solo foi submetido no passado.



Engenharia Civil

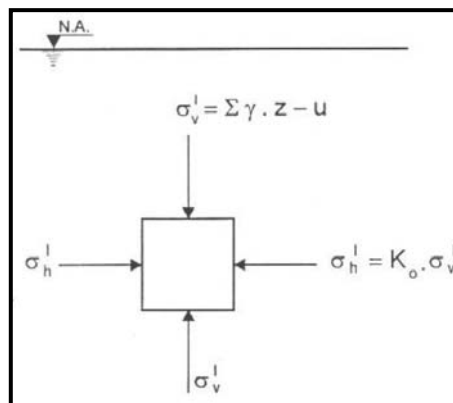
Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

Mecânica dos Solos I

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

- Coeficiente de empuxo em repouso
- **Situação geostática:** a superfície do terreno é horizontal e as poro-pressões são hidrostáticas.



- Os planos horizontais e verticais são planos principais.

Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

⚡ Tensões Horizontais

⚡ Coeficiente de Empuxo no Repouso – K_0

🌐 A relação entre tensão horizontal efetiva e a tensão vertical efetiva é denominada coeficiente de empuxo no repouso e é indicada pelo símbolo K_0 .

🌐 O valor de K_0 situa-se entre 0,4 a 0,5 para areias e 0,5 a 0,7 para as argilas.

🌐 Resultados de laboratório indicam que ele é tanto maior quanto maior o índice de plasticidade do solo.

🌐 Baseando-se em considerações teóricas e, também, em dados experimentais, um professor húngaro propôs:

“Fórmula de Jaki”



$$K_0 = 1 - \text{sen}\varphi'$$

Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

⚡ Tensões Horizontais

⚡ Coeficiente de Empuxo no Repouso – K_0

🌐 Deve-se chamar a atenção que o K_0 é definido em termos de tensões efetivas. As pressões neutras são iguais em qualquer direção, pois a água não apresenta qualquer resistência ao cisalhamento.

🌐 Os comentários sobre a influência da formação do solo e as fórmulas empíricas apresentadas só se aplicam a solos sedimentares.

🌐 Solos residuais e de transformações pedológicas apresentam tensões horizontais que dependem das tensões internas originais da rocha.



O Valor de K_0 é de muito difícil de avaliação

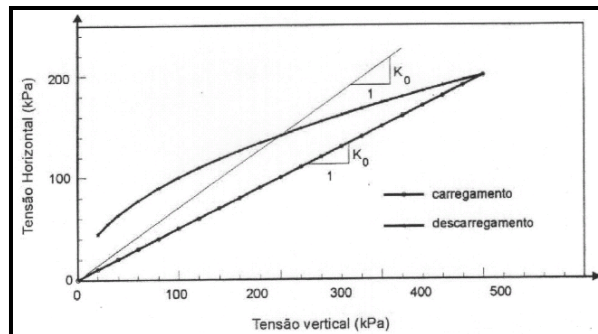
Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

■ Tensões Horizontais

■ Coeficiente de Empuxo no Repouso – K_0

● O efeito da formação de um solo sedimentar é bem representado pelo ensaio de adensamento;

● Nos dois casos, carregamentos verticais são feitos, sem que haja possibilidade de deformação lateral.



Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

■ Tensões Horizontais

■ Influência da História de Tensões

● O sobre-adensamento age no sentido de impedir o alívio da tensão horizontal quando as tensões verticais são reduzidas.

● O coeficiente de empuxo em repouso é tanto maior quanto maior for a razão de sobre-adensamento (RSA), podendo mesmo ser superior a 1.

● A estimativa de K_0 pode ser feita através da relação empírica:

$$K_0 = (1 - \text{sen}\varphi') \times (\text{RSA})^{\text{sen}\varphi'}$$

Sendo φ' geralmente próximo de 30° , é muito comum estimar k_0



$$K_0 = 0,5 \times (\text{RSA})^{0,5}$$

Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

▣ Tensões atuantes em um plano genérico

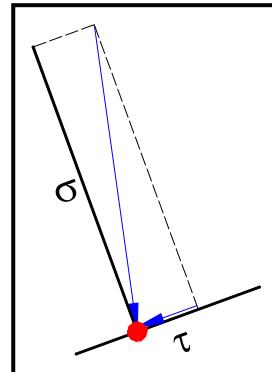
▣ Tensões normais e cisalhantes

🌐 Em um plano genérico no interior do subsolo, a tensão atuante não é necessariamente normal ao plano.

🌐 Pode ser decomposta em: componente normal e componente paralela ao plano.

🌐 A componente normal é chamada **TENSÃO NORMAL** (σ) e a componente tangencial de **TENSÃO CISALHANTE** (τ).

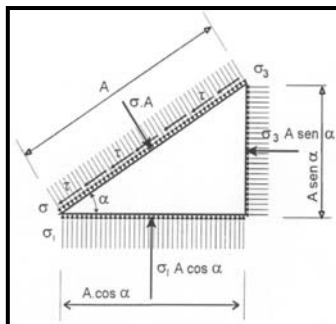
🌐 As tensões normais são consideradas positivas quando são de compressão, e as tensões de cisalhamento são positivas quando atuantes no sentido anti-horário, como os ângulos.



Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

▣ Tensões atuantes em um plano genérico

▣ Tensões principais



Forças na direção normal ao plano considerado:

$$\sigma_a \times A = \sigma_1 \times A \times \cos^2 \alpha + \sigma_3 \times A \times \sin^2 \alpha$$

Forças na direção tangencial ao plano considerado:

$$\tau_a \times A = \sigma_1 \times A \times \sin \alpha \times \cos \alpha + \sigma_3 \times A \times \sin \alpha \times \cos \alpha$$

Transformações geométricas:

$$\sigma_a = \sigma_1 \times \cos^2 \alpha + \sigma_3 \times \sin^2 \alpha$$

$$\sigma_a = \frac{\sigma_1}{2} \times (1 + \cos 2\alpha) + \frac{\sigma_3}{2} \times (1 + \cos 2\alpha)$$

$$\tau_a = (\sigma_1 - \sigma_3) \times \sin \alpha \times \cos \alpha$$

$$\sigma_a = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \times \cos 2\alpha$$

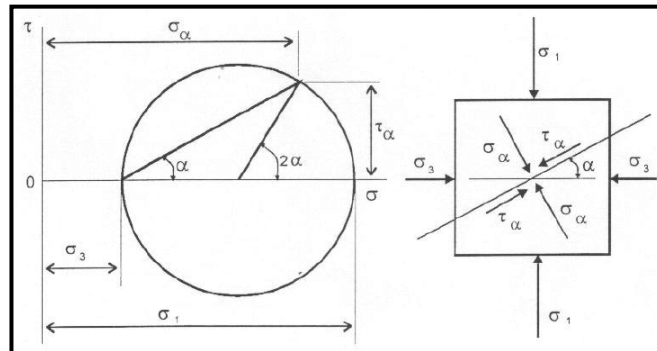
$$\tau_a = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \times \sin 2\alpha$$

Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

■ Círculo de Mohr

■ Tensões principais

● O estado de tensões atuantes em todos os planos passando por um ponto pode ser representado graficamente num sistema de coordenadas em que as abscissas são as tensões normais e as ordenadas são as tensões cisalhantes.



Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

■ Círculo de Mohr

■ Conclusões tiradas a partir do Círculo de Mohr

● Tensão de cisalhamento máxima: ocorre em planos que formam um ângulo de 45° com o plano principal maior; o seu valor é numericamente igual ao raio do círculo de Mohr, isto é .

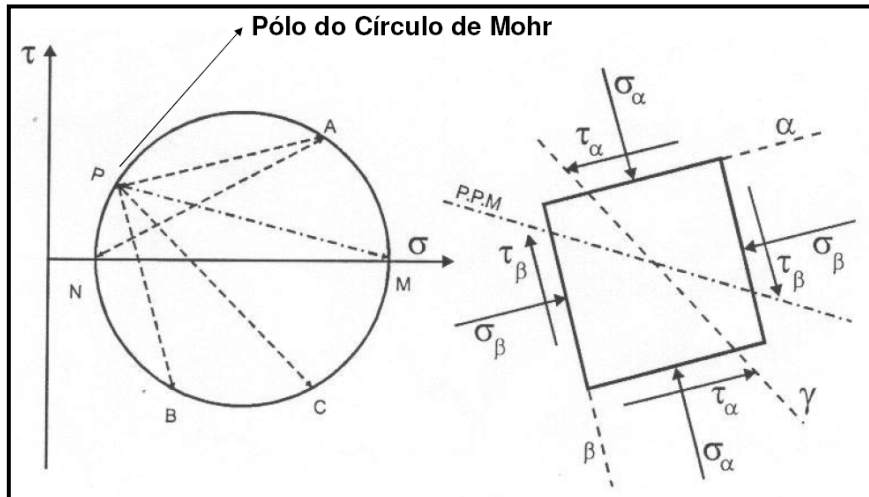
● Em planos ortogonais, as tensões de cisalhamento são numericamente iguais mas de sinais opostos.

● Em dois planos formando o mesmo ângulo com o plano principal maior , mas com sentido contrário, ocorrem tensões normais iguais e tensões de cisalhamento numericamente iguais mas de sentido contrário.

● Em Mecânica dos Solos raramente se considera o sinal das tensões de cisalhamento, bastando portanto a representação de metade do círculo de Mohr.

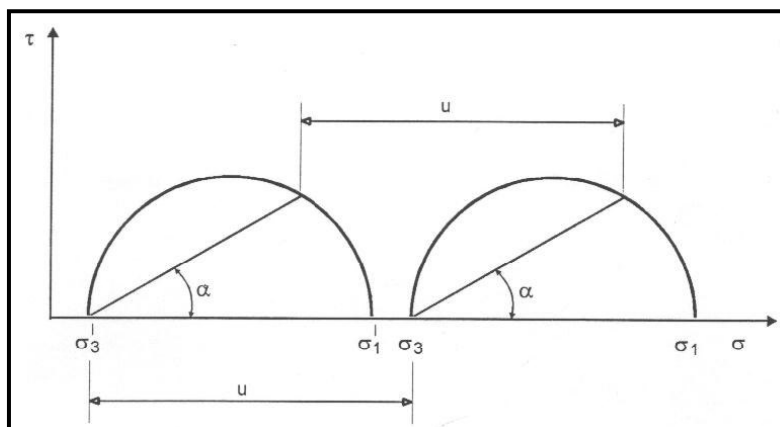
Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

- ▣ Círculo de Mohr
- ▣ Determinações das tensões a partir do pólo.



Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

- ▣ Círculo de Mohr
- ▣ Estudo das tensões efetivas
- O estado de tensões pode ser determinado tanto em termos de tensões totais como efetivas.



Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

■ A Resistência dos Solos

- A ruptura dos solos é quase sempre um fenômeno de cisalhamento.
- A resistência ao cisalhamento de um solo pode ser definida como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura, ou a tensão de cisalhamento do solo no plano em que a ruptura estiver ocorrendo.
- Em termos físicos, a resistência ao cisalhamento depende da mobilização do ATRITO e da COESÃO disponíveis no plano onde atua a tensão cisalhante.

Atrito

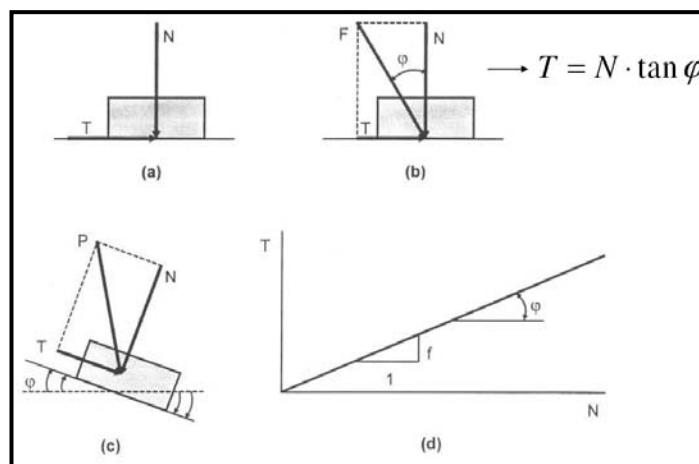
Coesão

Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

■ A Resistência dos Solos

■ Atrito

- O Atrito é a função da interação entre duas superfícies na região de contato.



Esquemas referentes
ao atrito entre dois
corpos

Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

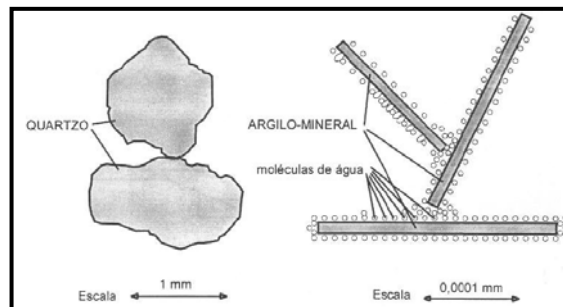
■ A Resistência dos Solos

■ Atrito

● O coeficiente de atrito é independente da área de contato e da força normal aplicada.

● O fenômeno de atrito nos solos se diferencia do fenômeno de atrito entre dois corpos.

● Existe também uma diferença entre as forças transmitidas nos contatos entre os grãos de areia e os grãos de argila.



Transmissão de forças entre partículas de areias e argilas

Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

■ A Resistência dos Solos

■ Coesão

● A atração química entre as partículas pode provocar uma resistência independente da tensão normal atuante no plano e que constitui uma coesão real.

● A parcela de coesão em solos sedimentares, em geral, é muito pequena perante a resistência devida ao atrito entre os grãos.

● Existem solos naturalmente cimentados por agentes diversos que apresentam parcelas de coesão real de significativo valor.

● A coesão real deve ser bem diferenciada da coesão aparente. A coesão aparente é, na realidade, um fenômeno de atrito, onde a tensão normal que a determina é conseqüente da pressão capilar.

Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

■ Critérios de ruptura

● Critérios de ruptura são formulações que procuram refletir as condições em que ocorre a ruptura dos materiais.

- máximas tensões de compressão, de tração ou de cisalhamento
- máximas deformações.
- energia de deformação.

● A análise do estado de tensões que provoca a ruptura é o estudo da resistência ao cisalhamento dos solos.

● Os critérios de ruptura que melhor representam o comportamento dos solos são os critérios de Coulomb e de Mohr.

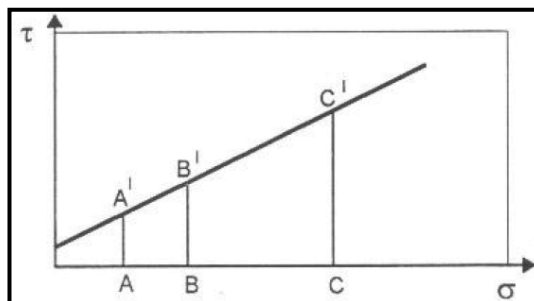
Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

■ Critérios de ruptura

■ Critério de Coulomb

● Não há ruptura se a tensão cisalhante atuante em um plano for menor que:

$$\tau_{\max} = c + \sigma \cdot \tan \phi$$



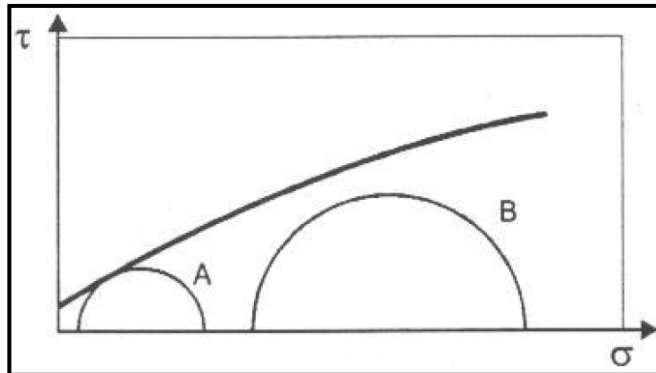
Onde τ_{\max} é a máxima tensão de cisalhamento possível no plano (resistência), c é a coesão, ϕ é o ângulo de atrito, e σ é a tensão normal ao plano.

Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

■ Critérios de ruptura

■ Critério de Mohr

● Há ruptura quando o círculo representativo do estado de tensões tangenciar uma curva, que é a envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura para o material, e é denominada envoltória de Mohr.



Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

■ Critérios de ruptura

■ Critério de Mohr

● Envoltórias de ruptura são geralmente curvas, que são, no entanto, de difícil aplicação. Por esta razão, são frequentemente substituídas por retas que melhor se ajustam à envoltória.

● Fazendo-se uma reta como a envoltória de Mohr, seu critério de resistência fica análogo ao de Coulomb, justificando a expressão Critério de **Mohr-Coulomb**.

Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

- ✦ Critérios de ruptura
- ✦ Critério de Mohr-Coulomb

EQUAÇÃO GERAL DA RUPTURA

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \left(\frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi} \right) + 2c \cdot \left(\frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi} \right)^{1/2}$$

$$\text{Se } c = 0, \quad \sigma_1 = \sigma_3 \cdot \left(\frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi} \right) \quad \text{ou} \quad \operatorname{sen}\phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$$

PLANO DE RUPTURA

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

- ✦ Ensaios para determinação da resistência de solos

- **Ensaio de compressão não-confinada (compressão simples);**
- **Ensaio de cisalhamento direto;**
- **Ensaio de compressão triaxial convencional;**
- Ensaio de compressão triaxial verdadeiro;
- Ensaio de cisalhamento simples;
- Ensaio “ring shear”

Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

▣ Ensaios para determinação da resistência de solos

▣ Ensaio de Cisalhamento Direto

● O ensaio de cisalhamento direto é o mais antigo procedimento para a determinação da resistência ao cisalhamento;

● Realizando-se ensaios com diferentes tensões normais, obtém-se a envoltória de resistências de Mohr;

● A análise do estado de tensões durante o carregamento é bastante complexa;

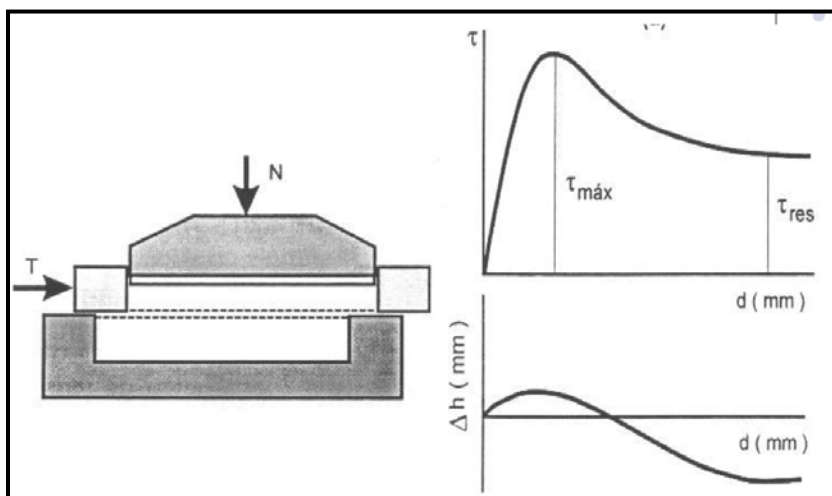
● O controle das condições de drenagem é difícil, pois não há como impedi-la.

● Ensaios em areias são feitos sempre de forma a que as pressões neutras se dissipem, e os resultados são considerados em termos de tensões efetivas. No caso de argilas, pode-se realizar ensaios drenados, que são lentos, ou não drenados.

Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

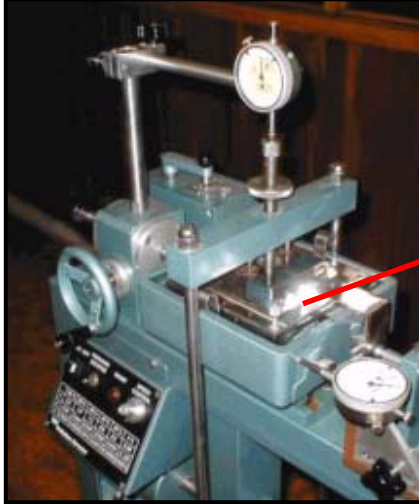
▣ Ensaios para determinação da resistência de solos

▣ Ensaio de Cisalhamento Direto



Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

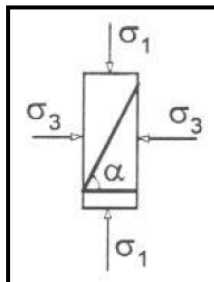
- ▣ Ensaios para determinação da resistência de solos
- ▣ Ensaio de Cisalhamento Direto



Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

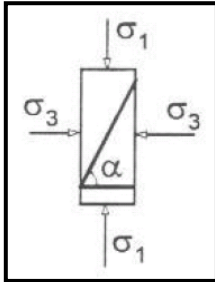
- ▣ Ensaios para determinação da resistência de solos
- ▣ Ensaio de Compressão Triaxial Convencional

● Consiste na aplicação de um estado hidrostático de tensões e de um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico de solo (estado axissimétrico). Para tanto, o corpo de prova é colocado no interior de uma câmara de ensaio, chamada câmara triaxial.

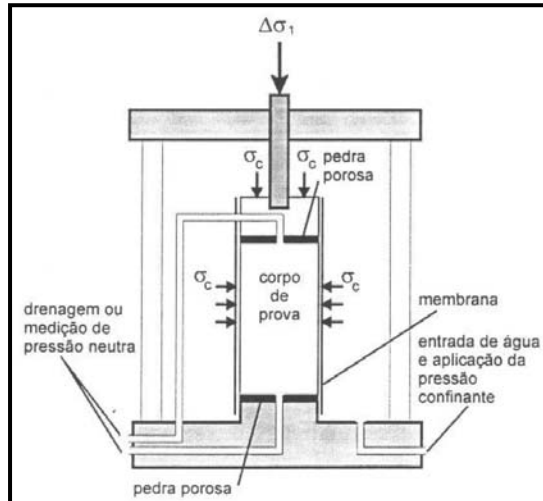


Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

- Ensaios para determinação da resistência de solos
- Ensaio de Compressão Triaxial Convencional



Esquema da câmara de ensaio triaxial.



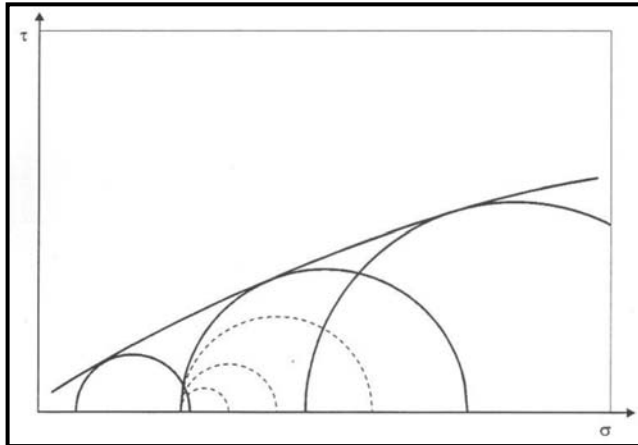
Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

- Ensaios para determinação da resistência de solos
- Ensaio de Compressão Triaxial Convencional



Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

- ▣ Ensaios para determinação da resistência de solos
- ▣ Ensaio de Compressão Triaxial Convencional
- Envolvória de ruptura determinada a partir de um ensaio triaxial convencional:



Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

- ▣ Tipos de ensaios para determinação da resistência de solos
- ▣ Ensaio adensado drenado (CD)
- Há permanente drenagem do corpo de prova.
- Aplica-se a pressão confinante e espera-se que o corpo de prova adense;
- A seguir, a tensão axial é aumentada lentamente, para que a água sob pressão possa sair.
- A pressão neutra durante todo o carregamento é praticamente nula;
- A quantidade de água que sai do corpo de prova durante o ensaio indica a variação de volume se o corpo de prova estiver saturado.

Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

▣ Tipos de ensaios para determinação da resistência de solos

▣ Ensaio adensado não drenado (CU)

● Aplica-se a pressão confinante e deixa-se dissipar a pressão neutra correspondente.

● A seguir, carrega-se axialmente sem drenagem.

● Este ensaio indica a resistência não drenada em função da tensão de adensamento.

● Se as pressões neutras forem medidas, a resistência em termos de tensões efetivas também é determinada.

Estado de Tensões e Critérios de Ruptura

▣ Tipos de ensaios para determinação da resistência de solos

▣ Ensaio não adensado não drenado (UU)

● Neste ensaio, o corpo de prova é submetido à pressão confinante e, a seguir, ao carregamento axial, sem que se permita qualquer drenagem.

● O teor de umidade permanece constante, e, se o corpo de prova estiver saturado, não haverá variação de volume.

● O ensaio é geralmente interpretado em termos de tensões totais.

Engenharia Civil

***Resistência ao Cisalhamento do
Solo***

AREIA

Mecânica dos Solos I

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

Resistência ao Cisalhamento do Solo

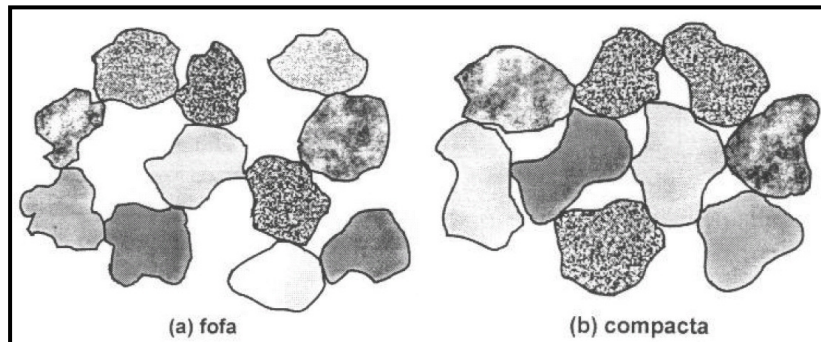
- Princípios Básicos

- Comportamento comandado pelo atrito entre as partículas
- A resistência das areias é quase sempre definida em termos de tensões efetivas (comportamento drenado).
- A resistência ao cisalhamento das areias pode ser determinada tanto em ensaios de cisalhamento direto como em ensaios de compressão triaxial (CD).

Resistência ao Cisalhamento do Solo

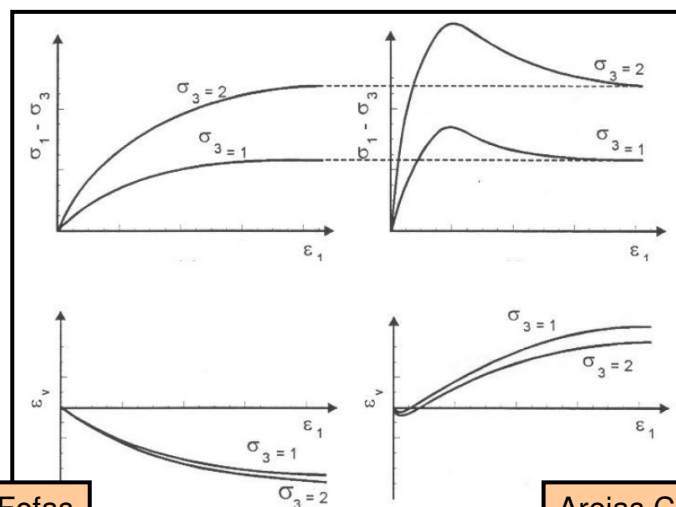
■ Comportamento Típico

- Na ciência Mecânica dos Solos, a expressão areia se refere a materiais granulares com reduzida porcentagem de finos que não interferem significativamente no comportamento do conjunto.



Resistência ao Cisalhamento do Solo

■ Comportamento Típico

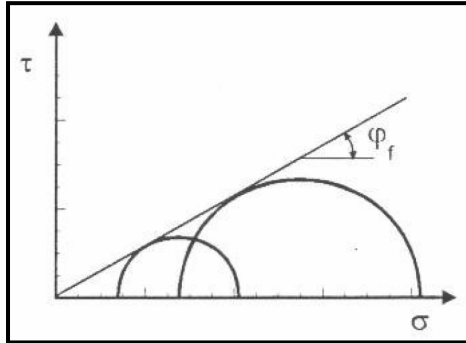


Areias Fofas

Areias Compactas

Resistência ao Cisalhamento do Solo

Comportamento Típico

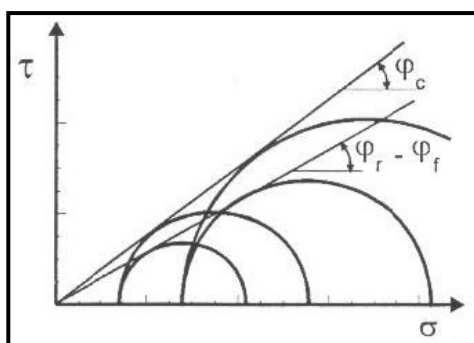


Areias Fofas

- ▣ A envoltória é uma reta passando pela origem;
- ▣ A resistência é dada pelo ângulo de atrito interno efetivo;
- ▣ A areia fofa reduz de volume durante o cisalhamento, sendo que, para pressões confinantes maiores, a redução de volume é maior.

Resistência ao Cisalhamento do Solo

Comportamento Típico



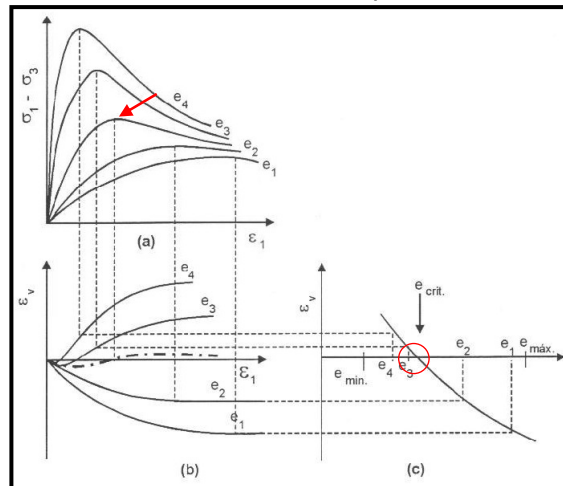
- ▣ Existência de uma resistência de pico;
- ▣ Compressão seguida de expansão;

Areias Compactas

- ▣ Atendida a resistência máxima, a resistência decresce até se estabilizar em torno de um valor que é definido como a resistência última;
- ▣ A envoltória de ruptura (de pico e última) é uma reta que passa pela origem e a resistência é expressa pelo de atrito interno efetivo correspondente.

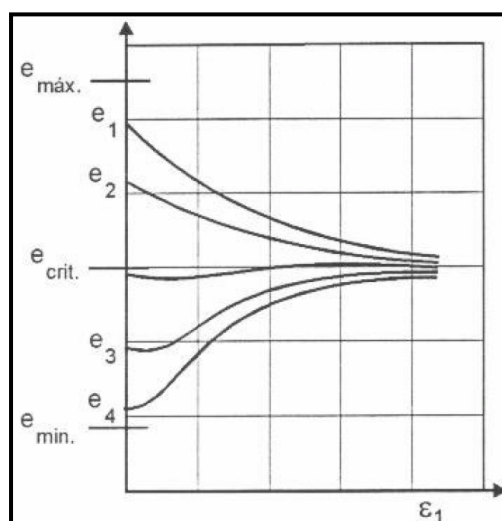
Resistência ao Cisalhamento do Solo

- Índice de Vazios Crítico
- Índice de vazios no qual o corpo de prova não apresenta nem diminuição nem aumento de volume por ocasião da ruptura.



Resistência ao Cisalhamento do Solo

- Índice de Vazios Crítico
- Numa outra conceituação, o índice de vazios crítico pode ser considerado como o índice de vazios em que a areia sofre deformação sem variação de volume, que é o estágio para o qual a areia tende a ser rompida, independentemente do índice de vazios iniciais.

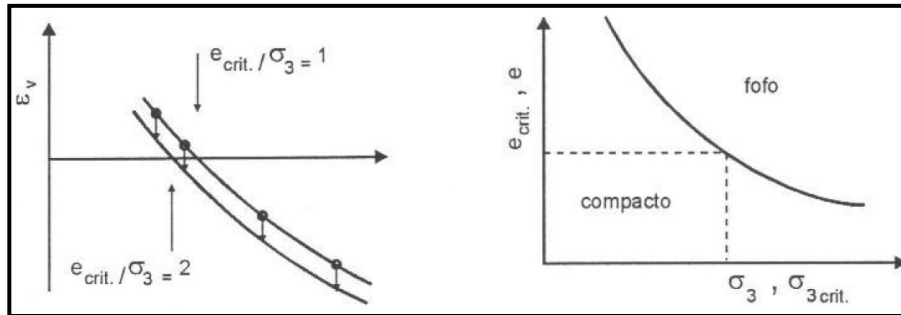


→
Variação do "e" de areias em compressão triaxial, a partir de índices de vazios iniciais diferentes.

Resistência ao Cisalhamento do Solo

■ Índice de Vazios Crítico

- O índice de vazios crítico de uma areia não é uma característica do material, mas depende da pressão confinante a que ela está submetida.



Relação do índice de vazios crítico com a tensão confinante.

Resistência ao Cisalhamento do Solo

■ O Fenômeno da Liquefação das Areias

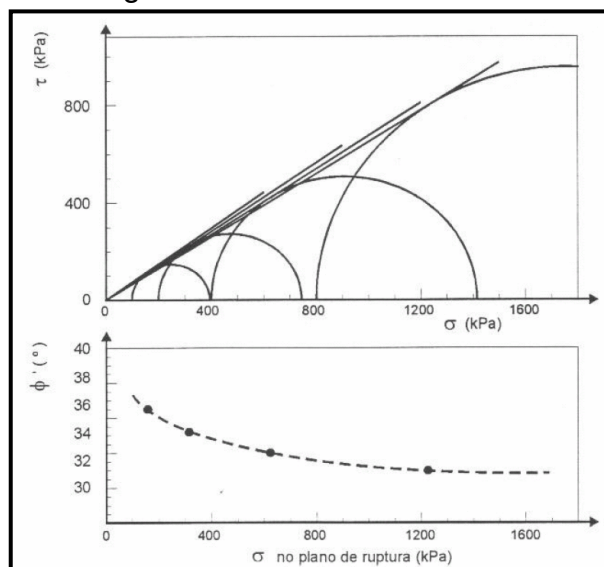
- Se uma areia se encontra com índice de vazios inferior ao crítico, ao ser solicitada, ela tende a se dilatar;
- A dilatação é acompanhada da penetração de água nos vazios;
- Se não houver tempo para que isto ocorra, a água fica sob uma pressão negativa (de sucção), do que resulta um aumento da tensão efetiva.

Resistência ao Cisalhamento do Solo

- O Fenômeno da Liquefação das Areias
- Se a areia se encontra com um índice de vazios maior do que o crítico, ao ser carregada, ela tende a se comprimir, expulsando água de seus vazios;
- Não havendo tempo para que isto ocorra, a água fica sob pressão positiva, diminuindo a tensão efetiva, reduzindo significativamente a resistência;
- Se o carregamento for intenso, as pressões neutras podem atingir valores tão elevados que a areia se liquefaz.

Resistência ao Cisalhamento do Solo

- Variação do Ângulo de Atrito com a Pressão Confinante

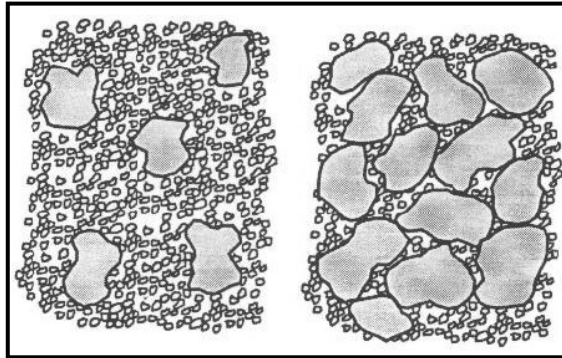


Resistência ao Cisalhamento do Solo

■ Fatores que Afetam o Valor do Ângulo de Atrito

■ Distribuição Granulométrica

- Quanto mais bem distribuída é uma areia, melhor o entrosamento entre as partículas e, conseqüentemente, maior o ângulo de atrito.



Predominantemente fina

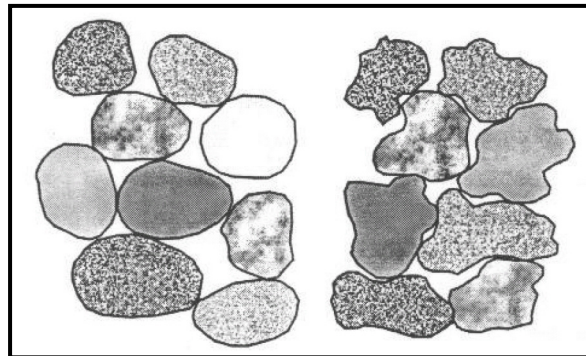
Predominantemente grossa

Resistência ao Cisalhamento do Solo

■ Fatores que Afetam o Valor do Ângulo de Atrito

■ Formato dos Grãos

- Areias constituídas de partículas esféricas e arredondadas têm ângulos de atrito sensivelmente menores do que as areias de grãos angulares.



Grãos arredondados

Grãos angulares

Resistência ao Cisalhamento do Solo

▣ Fatores que Afetam o Valor do Ângulo de Atrito

▣ **Tamanho dos Grãos**

- Sendo constantes as outras características, o tamanho dos grãos **pouca influência** tem na resistência das areias.
- No entanto, as areias predominantemente grossas tendem a ser bem graduadas, enquanto que as areias predominantemente finas tendem a ser mal graduadas.
- As areias grossas tendem a se apresentar muito mais compactas do que as areias finas.

Resistência ao Cisalhamento do Solo

▣ Fatores que Afetam o Valor do Ângulo de Atrito

▣ **Resistência dos Grãos**

- A quebra de partículas no processo de cisalhamento é a maior responsável pelas envoltórias de resistência curvas das areias.

▣ **Composição Mineralógica**

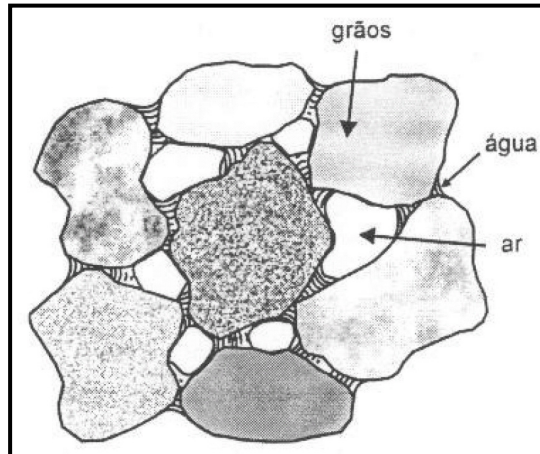
- Pouca influência é atribuída à composição mineralógica dos grãos, além de sua influência na resistência dos grãos individuais.

▣ **Estrutura da Areia**

- A anisotropia estrutural tem pequena influência sobre o ângulo de atrito.
- As diferenças só seriam sensíveis em casos muito especiais, em areias de partículas muito alongadas.

Resistência ao Cisalhamento do Solo

- ▣ Fatores que Afetam o Valor do Ângulo de Atrito
- ▣ Presença da Água



Efeito da sucção criando confinamento efetivo das areias.

Resistência ao Cisalhamento do Solo

- ▣ Valores Típicos de Ângulos de Atrito Interno de Areias
- ▣ Para tensões de confinamento de 100 a 200 KPa:

	Compacidade		
	fofo	a	compacto
Areias bem graduadas			
de grãos angulares	37°	a	47°
de grãos arredondados	30°	a	40°
Areias mal graduadas			
de grãos angulares	35°	a	43°
de grãos arredondados	28°	a	35°

Engenharia Civil

Resistência ao Cisalhamento do Solo

ARGILA

Mecânica dos Solos I

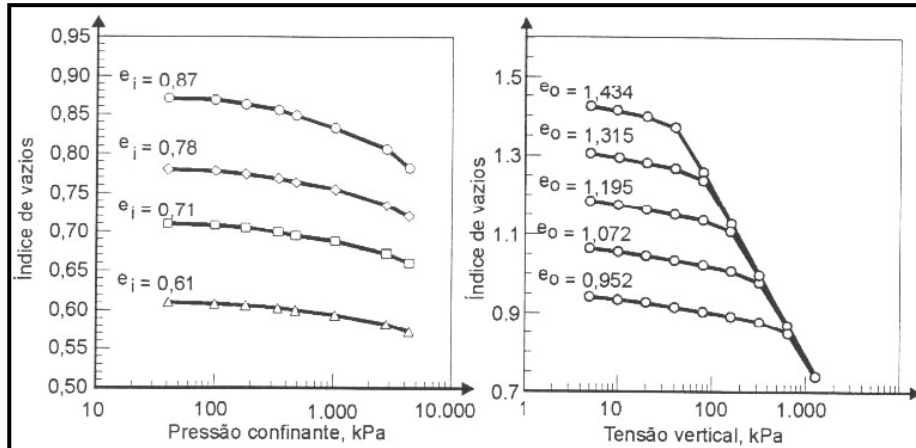
Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

Resistência ao Cisalhamento do Solo

- ▣ Princípios Básicos do Comportamento de Argilas
- ▣ O comportamento é comandado pelo atrito entre as partículas, assim como nas areias.
- ▣ Influência da permeabilidade frente à velocidade do carregamento:
 - Comportamento drenado
 - Comportamento não drenado
- ▣ Influência do índice de vazios inicial e a razão de pré-adensamento:
 - O índice de vazios de uma areia é conseqüente das condições de sua deposição na natureza.
 - As argilas sedimentares se formam sempre com elevados índices de vazios.
 - Argilas com índices de vazios baixos são resultado do sobre-adensamento.

Resistência ao Cisalhamento do Solo

▣ Influência do Índice de Vazios Inicial e do Pré-Adensamento



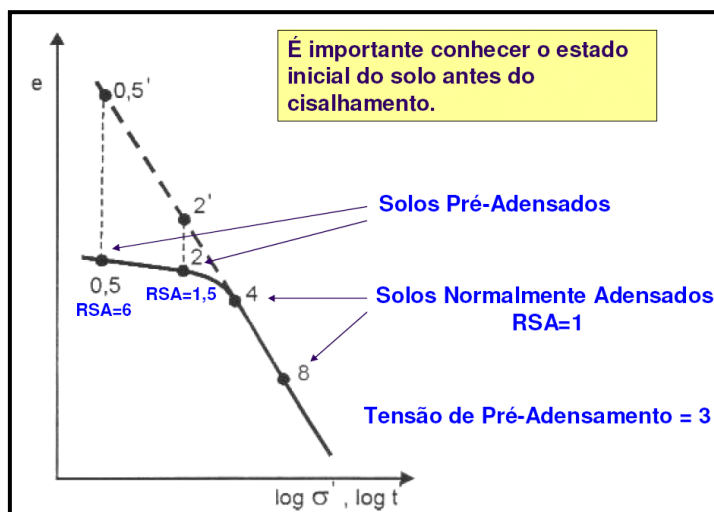
Variação do índice de vazios em carregamentos isotrópicos

Areias

Argilas

Resistência ao Cisalhamento do Solo

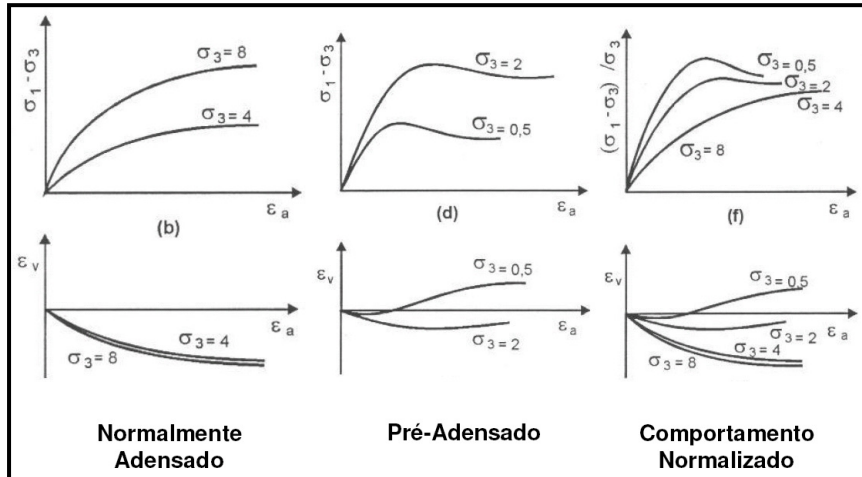
▣ Influência do Índice de Vazios Inicial e do Pré-Adensamento



Variação do índice de vazios em carregamentos isotrópicos

Resistência ao Cisalhamento do Solo

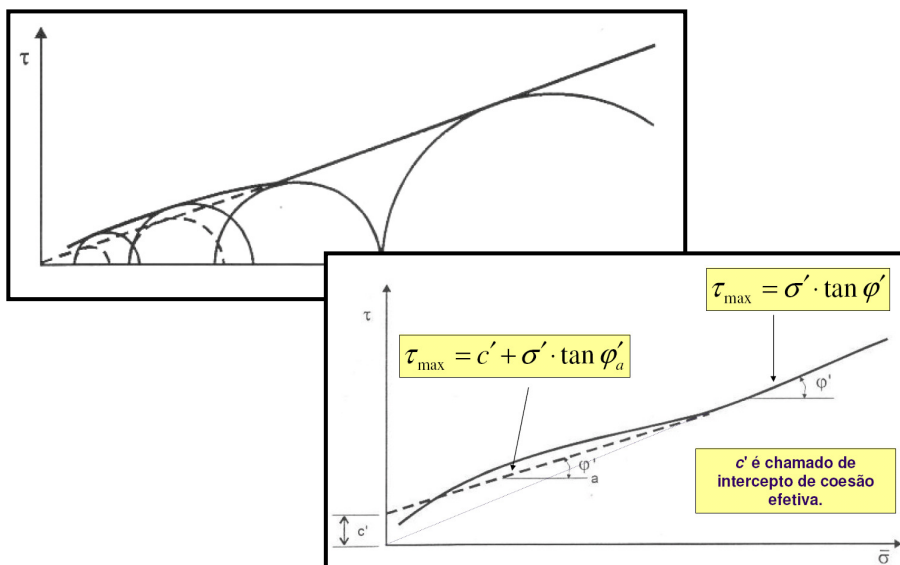
▣ Comportamento Típico em Ensaio CD - Drenado



Resultados de ensaios de compressão triaxial do tipo CD em argila saturada

Resistência ao Cisalhamento do Solo

▣ Envoltórias de Resistência



Resistência ao Cisalhamento do Solo

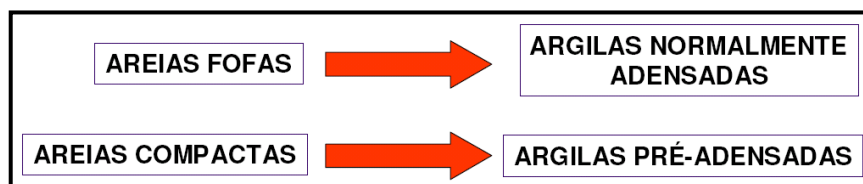
- ▣ Valores Típicos de Resistência Drenada para Argilas

Índice de Plasticidade	Ângulo de atrito interno efetivo (°)	
	Geral	São Paulo
10	30 a 38	30 a 35
20	26 a 34	27 a 32
40	20 a 29	20 a 25
60	18 a 25	15 a 17

- ▣ O intercepto de coesão é tanto maior quanto maior a tensão de pré-adensamento do solo. Valores usuais de intercepto de coesão situam-se em torno de 5 a 50 kPa.

Resistência ao Cisalhamento do Solo

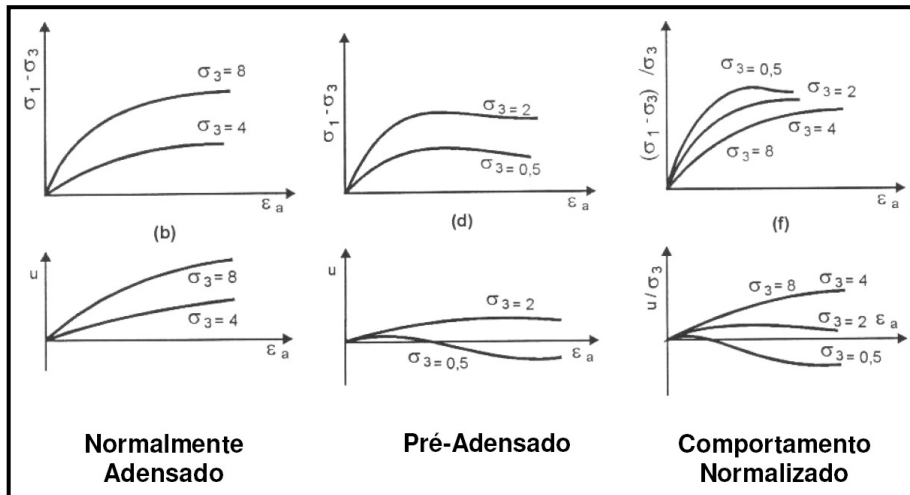
- ▣ Comparação entre Areias e Argilas



- ▣ Índice de vazios crítico / Tensão de pré-adensamento crítica;
- ▣ Comportamento semelhante perante às tensões confinantes;
- ▣ Da mesma maneira que nas areias, o comportamento tensão-deformação resistência das argilas é comandado pelo atrito entre as partículas e pelas tensões efetivas.

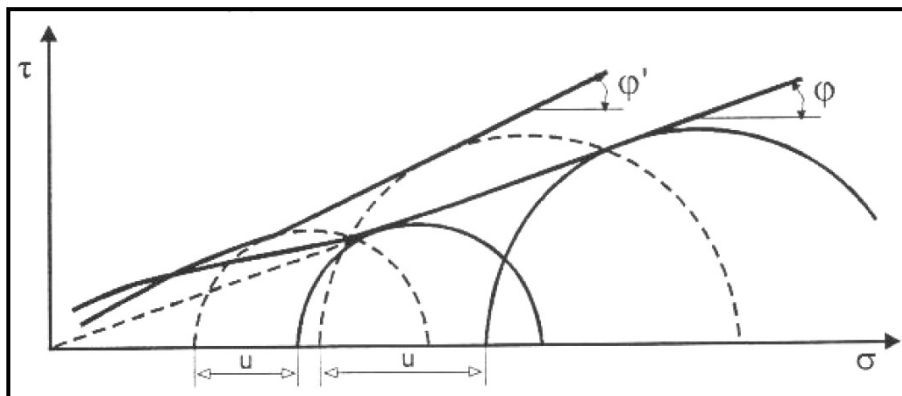
Resistência ao Cisalhamento do Solo

▣ Comportamento Típico em Ensaios CU – Adensado Rápido



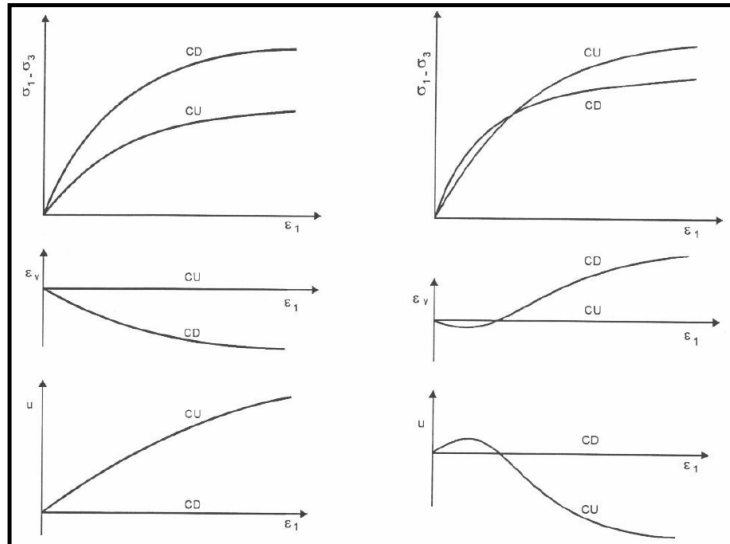
Resistência ao Cisalhamento do Solo

▣ Envoltórias de Resistência



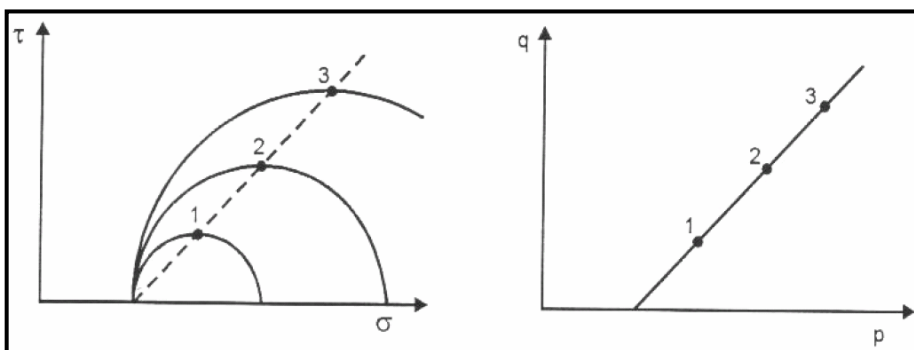
Resistência ao Cisalhamento do Solo

▣ Comparação entre os Ensaios - CU e CD



Resistência ao Cisalhamento do Solo

▣ Trajetórias de Tensões

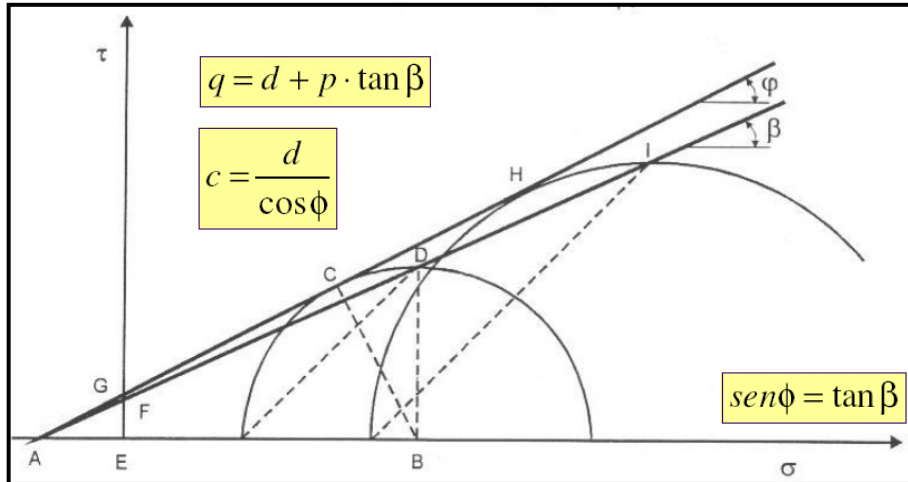


$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

Resistência ao Cisalhamento do Solo

■ Trajetórias de Tensões

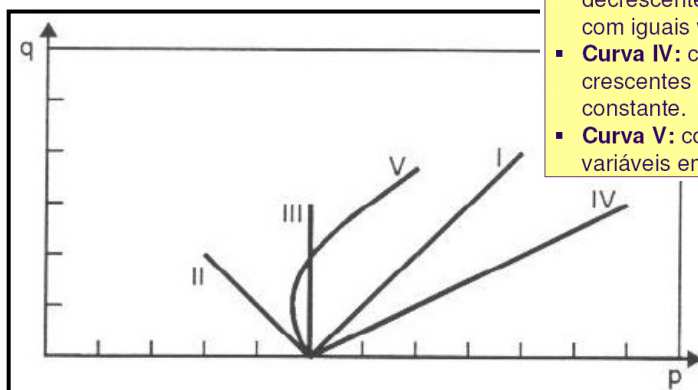


Envoltória de resistência a partir das trajetória de tensões

Resistência ao Cisalhamento do Solo

■ Trajetórias de Tensões

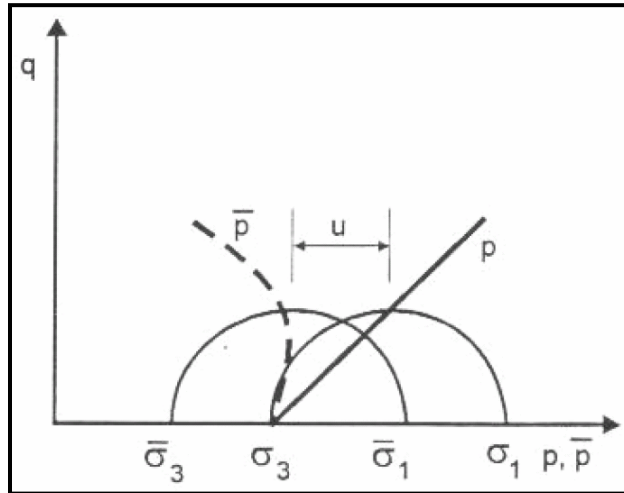
Exemplos de trajetórias de tensões em ensaios triaxiais



- **Curva I:** confinante constante e axial crescente.
- **Curva II:** confinante decrescente e axial constante.
- **Curva III:** confinante decrescente e axial crescente com iguais valores absolutos.
- **Curva IV:** confinante e axial crescentes numa razão constante.
- **Curva V:** confinante e axial variáveis em razões diversas.

Resistência ao Cisalhamento do Solo

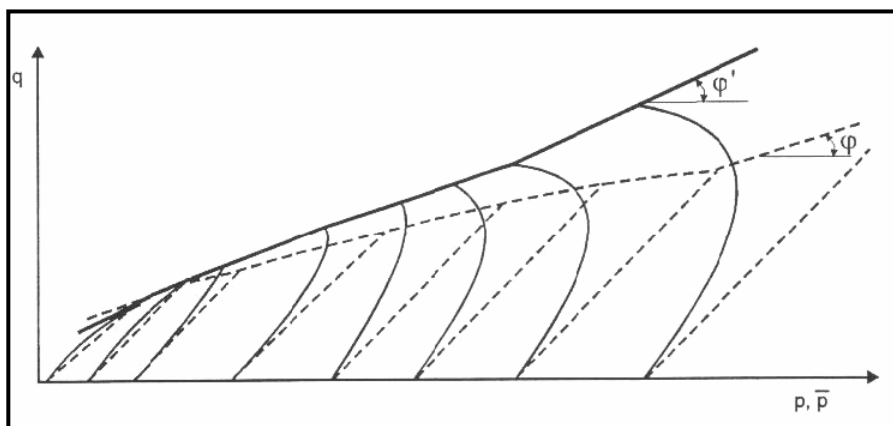
■ Trajetórias de Tensões



Trajétória de tensões efetivas

Resistência ao Cisalhamento do Solo

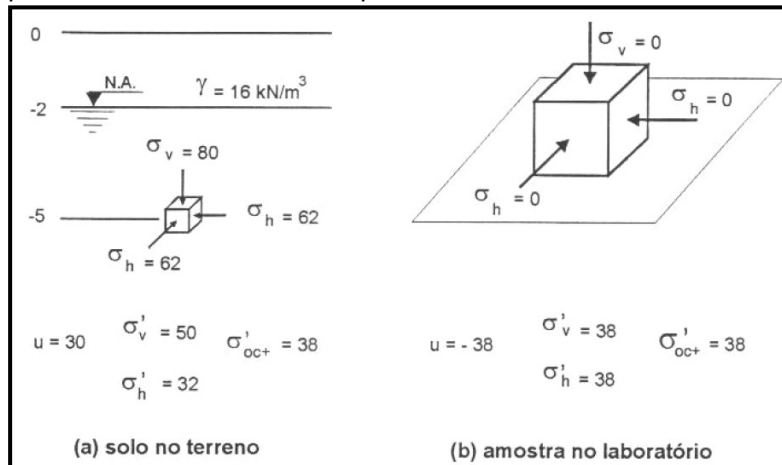
■ Trajetórias de Tensões



Comparação entre os Ensaios CD e CU

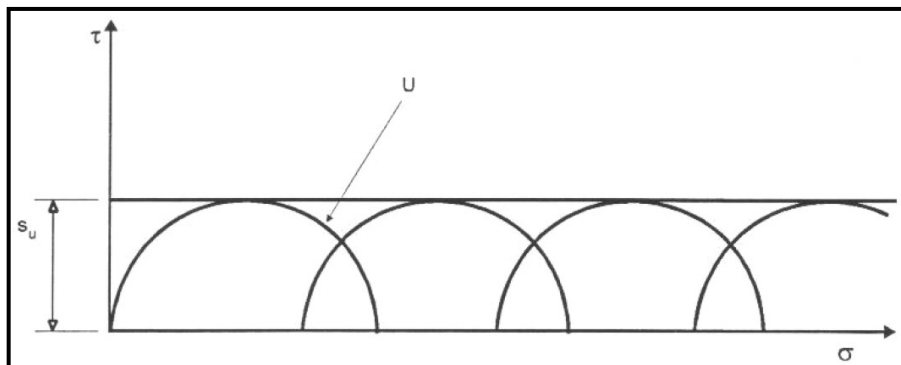
Resistência ao Cisalhamento do Solo

- ▣ Comportamento Típico em Ensaio UU
- ▣ Fornece a resistência não-drenada do solo (S_u) no estado em que ele se encontra no campo.



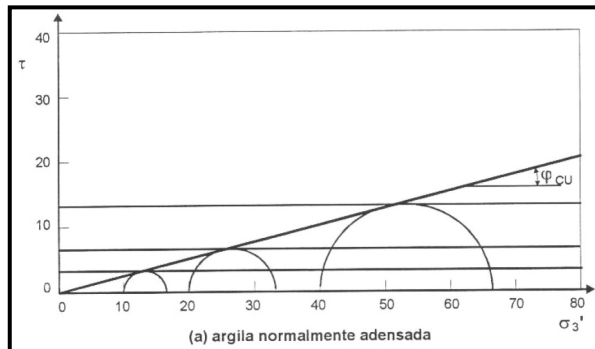
Resistência ao Cisalhamento do Solo

- ▣ Comportamento Típico em Ensaio UU
- ▣ A envoltória é uma reta horizontal, cuja ordenada é a resistência não drenada da argila S_u , que é uma constante, também chamada de coesão da argila.



Resistência ao Cisalhamento do Solo

- Determinação de S_u em Ensaio CU
- Um ensaio CU realizado com pressão confinante igual à tensão efetiva inicial da amostra apresenta resultado igual ao de um ensaio UU realizado sobre a mesma amostra.
- Cada ensaio CU indica a resistência não drenada para o estado de tensões efetivas correspondente à tensão confinante do ensaio.



Resistência ao Cisalhamento do Solo

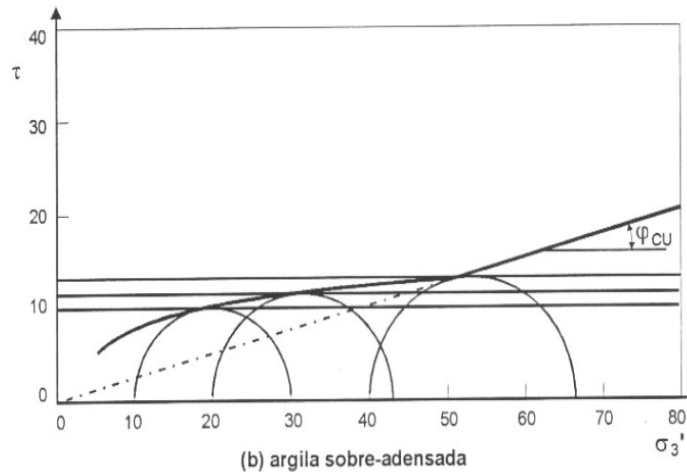
- Determinação de S_u em Ensaio CU
- Para amostras adensadas ao longo da reta virgem, a resistência não-drenada S_u é proporcional à tensão confinante de adensamento, dando origem à expressão:

$$\frac{S_u}{\sigma'_0} = RR_{NA}$$

- RR_{NA} é a razão de resistência para a situação normalmente adensada.

Resistência ao Cisalhamento do Solo

■ Determinação de S_u em Ensaios CU



Resistência ao Cisalhamento do Solo

■ Determinação de S_u em Ensaios CU

- Para solos sobre-adensados, a razão de resistência é função da razão de sobre-adensamento considerada:

$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_0} \right)_{SA} = \left(\frac{S_u}{\sigma'_0} \right)_{NA} \cdot (RSA)^m$$

- sendo m da ordem de 0,8 e $RSA = \sigma'_a / \sigma'_0$

$$S_u = RR_{NA} \cdot (\sigma'_0)^{1-m} \cdot (\sigma'_a)^m$$

Resistência ao Cisalhamento do Solo

- ▣ Determinação de S_u através de correlações
- ▣ SKEMPTON, Imperial College

$$\frac{S_u}{\sigma'_0} = 0,11 + 0,0037 \cdot IP$$

- ▣ A correlação é boa para se comparar resultados de ensaios, mas não deve, NUNCA, ser empregada para estimar resistência para projeto.

Resistência ao Cisalhamento do Solo

- ▣ Determinação de S_u através de correlações
- ▣ MESRI, University of Chicago

$$\frac{(S_u)_{PROJ}}{\sigma'_a} = 0,22$$

- ▣ JAMIOLKOWSKI & LADD, Univ. de Milão/M.I.T

$$\frac{(S_u)_{PROJ}}{\sigma'_0} = (0,23 \pm 0,04) \cdot (RSA)^{0,8}$$