

# TRANSPORTES E OBRAS DE TERRA

Movimento de Terra e Pavimentação

# APOSTILA DE MECÂNICA DOS SOLOS

Prof. Dr. Edson de Moura

Disponível em: www.professoredmoura.com.br

1° semestre / 2012



# ÍNDICE

AULA 1 - OS SOLOS SOB O PONTO DE VISTA DA ENGENHARIA CIVIL	Ε
HISTÓRIA DA MECÂNICA DOS SOLOS	8
1.1 - Definição de solo sob o ponto de vista da Engenharia	
1.2 - Origem e constituição	
1.3 - Transporte	
1.4 - Evolução Pedogenética	
1.5 - O Perfil do Solo	
1.6 - História da Mecânica dos Solos - (breve relato)	
AULA 2 - PREPARO DE AMOSTRAS DE SOLOS PARA ENSAIOS DE	1 /
	10
CARACTERIZAÇÃO	
2.1 - Preparo das amostras	
2.1.1 – Compactação (ABNT NBR 6457 1986)	
2.1.2.1 - Granulometria com sedimentação, umidade higroscópica e densidade dos grãos	
2.2.2 - Ensaios de Limites de Atterberg.	
AULA 3 - ÍNDICES FÍSICOS	22
3.1 - Introdução	
3.2 - Índices Físicos Entre Três Fases	
3.3 - Umidade	
3.4 - Peso Específico Aparente Seco	
3.4.1 - Fator de Conversão	
3.5 - Peso Específico dos Sólidos	
AULA 4 - ANÁLISE GRANULOMETRIA DE SOLOS	
4.1 - Forma das partículas	
4.2 - Classificação dos solos baseados em critérios granulométricos	
4.3 - Caráter laterítico	
4.4 - Granulometria - procedimento de ensaio	
4.5 - Parâmetros que caracterizam a distribuição granulométrica:	
4.5.1 - Diâmetro efetivo (D10)	
4.5.2 - Coeficiente de uniformidade (Cu)	
4.5.3 - Coeficiente de curvatura (Cc)	35
4.6 - Compacidade	
4.6.1 - Compacidade relativa (ID)	
AULA 05 - DIRETRIZES PARA EXECUÇÃO DE SONDAGENS	39
5.1 - SONDAGENS A TRADO	39
5.1.1 - Identificação	
5.1.2 - Equipamentos	
5.1.3 - Execução da sondagem 5.1.4 - Amostragem	
5.1.5 - Apresentação dos resultados	
5.2 - POÇOS DE INSPEÇÃO EM SOLOS	
5.2.1 Identificação	43
5.2.2 Equipamento	
5.2.3 Execução	43
J.L.T MIID311'UVEIII	



5.2.5 - Apresentação dos resultados	
5.3.1 - Identificação 5.3.2 - Equipamento	
5.3.3 - Execução da sondagem	
5.4 - STANDARD PENETRATION TEST (SPT)	
5.4.1 - Amostragem	
5.4.2 - Apresentação dos resultados	
5.4.3 - Resistência SPT	53
5.5 - SONDAGENS ROTATIVAS	55
5.5.1 - Identificação	
5.5.2 - Equipamento	
5.5.3 - Execução da Sondagem	
AULA 6 - COMPACTAÇÃO DE SOLOS	58
6.1 - Curva de compactação proctor	58
6.2 - Saturação	59
Aula 07 - RESISTÊNCIA DE SOLOS	61
7.1 Introdução	
7.2 - Ensaios	
7.2.1 - Compressão Simples	
7.2.2 - Resistência à Tração por Compressão Diametral (RT)	
7.2.3 - CBR - California Bearing Ratio - Índice de Suporte Califórnia - ISC	
7.2.3.1 - O Ensaio de Índice de Suporte Califórnia - ISC	
7.2.3.2 - Moldagem do Corpo-de-prova	
7.2.3.3 - Expansão	
7.2.4 Módulo de Resiliência	
7.2.4.1 Módulo de Elasticidade	71
7.2.4.2 - Módulo de Resiliência	71
AULA 08 - LIMITES DE ATTERBERG	78
AULA 09 - CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS HIGHWAY RESEARCH BOARD - HRB	96
9.1 - Classificação de Solos HRB - Highway Research Board - AASHTO - Para Finalidades	
Rodoviárias	96
AULA 10 - METODOLOGIA - MINIATURA COMPACTADO TROPICAL - MCT	
10.1 - Introdução	
10.1.3 - Metodologia MCT	
10.2 - MINI-MCV e Classificação Geotécnica MCT	
10.2.1 - Classificação MCT - Convencional 10.2.2 - Método das Pastilhas	
10.3 - MINI-Proctor e Ensaios Complementares	
10.3.1 - Mini-Proctor	
10.3.2 - Mini-CBR e Expansão	
10.3.3 - Contração	
10.3.4 - Infiltrabilidade - Sorção	130
10.3.5 - Permeabilidade	
AULA 11 - CLASSIFICAÇÃO MCT - MÉTODO DAS PASTILHAS	137
AULA 12 - CONTROLE DE COMPACTAÇÃO DE CAMPO	145
12.1- Introdução	
12.2 - Controle por Deflexão	
12.3 - Controle de Umidade de Campo	
	, 1 TV



12.3.1 - Método da Estufa	146
12.3.2 - Método da Frigideira	
12.3.3 - Método do Álcool	147
12.3.4 - Método do Speedy	
12.3.5 - Método Nuclear	
12.3.6 - Outros Métodos	
12.3.7 - Calibração dos Equipamentos	
12.4 - Controle da Densidade de Campo (γ campo)	148
12.4.1 - Método de Cravação de Cilindro	
12.4.2 - Método do Frasco de Funil-Areia	149
12.4.3 - Método nuclear	150
12.5 - Grau de compactação	



# Lista de Figuras

Figura 1 - Perfíl hipotético de um solo	14
Figura 2 - Quartzo	
Figura 3 - Grafita	15
Figura 4 - Calcita	15
Figura 5 - Mica	15
Figura 6 - Talco	15
Figura 7 - Feldspato	16
Figura 8 - Diamante	16
Figura 9 - Escala do tempo geológico	17
Figura 10 - Roteiro esquemático de preparo de amostras de solo para ensaios de caracterização	21
Figura 11 - Fases constituintes do solo	22
Figura 12 - Formas das partículas	28
Figura 13 - Areia de rio esféricas angulares	28
Figura 14 - Esferas de vidro, esféricas arredondadas	28
Figura 15 - Tipos de distribuição granulométricas	36
Figura 16 - Tipos de trado manual	40
Figura 17 - Cavadeira manual articulada	40
Figura 18 - Trado manual com haste prolongadora	
Figura 19 - Sarilho	
Figura 20 - Sarilho instalado em poço	
Figura 21 - Poço de sondagem	
Figura 22 - Poço (trincheira) com revestimento em madeira	
Figura 23 - Tripé	47
Figura 24 - Amostra extraída do barrilete amostrador	47
Figura 25 - Ferramenta de perfuração Trépano	47
Figura 26 - Esquema de umfuro de sondagem à percursão	47
Figura 27 - Sentido da circulação de lavagem	48
Figura 28 - Folha de ensaio de levantamento de um perfí de sondagem SPTSPT	54
Figura 29 - Perfil esquemático das camadas do solo a partir de três furos de sondagem	
Figura 30 - Sonda rotativa	
Figura 31 - Retentores de testemunhos	55
Figura 32 - Curva de Compactação	58
Figura 33 - Equipamentos utilizados moldes e soquetes	59
Figura 34 - Folha de ensaio de compactação	
Figura 35 - Ensaios de resistência em solos	
Figura 36 - Corpo-de-prova solicitado por forças opostas de igual valor por dois frisos	63
Figura 37 - Compressão diametral - distribuição das tensões de tração e compressão nos eixos hori	
e verticais respectivamente	
Figura 38 - Molde cilíndrico	
Figura 39 - Soquete tipo grande	
Figura 40 - Disco espaçador	
Figura 41 - Régua biselada	66



Figura 42 - Peso anelar	68
Figura 43 - Prato perfurado	68
Figura 44 - Tripé do extensômetro	68
Figura 45 - Conjunto + tripé de expansão	68
Figura 46 - Prensa de ISC elétrica	69
Figura 47 - Gráfico da Penetração do ensaio de ISC	69
Figura 48 - corpo-de-prova 10 cm × 20 cm	72
Figura 49 - Câmara triaxial	72
Figura 50 - esquema de aplicação de tensões nos carregamentos	72
Figura 51 - Deslocamentos ocasionados pela ação das tensões	72
Figura 52 - Lei de Hooke Generalizada	73
Figura 53 - Módulo de resiliência constante para materiais cimentados	73
Figura 54 - Módulo de resiliência de materiais granulares	73
Figura 55 - Esquema da variação do módulo de resiliência de solos coesivos	74
Figura 56 - Representação do módulo de resiliência para solos granulares coesivos	74
Figura 57 - Esquema log x log para materiais granulares coesivos	74
Figura 58 - Variações de tensões causadas por uma carga móvel - Pinto (2002)	75
Figura 59 - Folha de ensaio de módulo de resiliência de um solo arenoso	
Figura 60 - Gráfico do ensajo de módulo de resiliência	77



# <u>Lista de Tabelas</u>

Tabela 1 - Dimesões dos grãos dos solos conforme ABNT NBR 6502 (1995)	10
Tabela 2 - Escalas granulométricas adotadas pela A.S.T.M., A.A.S.H.T.O, M.I.T. e ABNT	
Tabela 3 - Compacidade × SPT	53
Tabela 4 - Consistência x SPT	
Tabela 5 - Energia de compactação e características dos moldes e soquetes	59
Tabela 6 - Fator de correção para 1,0 ≤ h/d ≥ 2,0	62
Tabela 7 - Energia de compactação e características dos moldes e soquetes	67
Tabela 8 - Pressões padrão para o ensaio de ISC	70
Tabela 9 - Procedimento de determinação do ISC	70



# AULA 1 - OS SOLOS SOB O PONTO DE VISTA DA ENGENHARIA CIVIL E HISTÓRIA DA MECÂNICA DOS SOLOS

Texto extraido - VARGAS, M. Introdução À Mecânica dos Solos. São Paulo, Ed. McGraw-Hill, 1977.

# 1.1 - Definição de solo sob o ponto de vista da Engenharia

A palavra solo, na expressão Mecânica dos Solos, não tem um significado intuitivo imediato. Ela necessita de uma definição erudita. Mas toda definição exige, de imediato, a fixação da finalidade para que é feita. Em português clássico, o termo solo significa tão somente a superfície do chão. É o significado original da palavra herdado do latim "solum". Já no campo específico da agricultura, solo é a camada de terra tratável, geralmente de poucos metros de espessura, que suporta as raízes das plantas. Na expressão Mecânica dos Solos, o termo adquire um significado específico às finalidades da engenharia. Ele denota um material de construção ou de mineração.

Na engenharia civil, como a grande maioria de suas obras apóiam-se sobre ou no interior da crosta terrestre, os materiais que formam essa última são, eles mesmos, sob tal ponto de vista, materiais de construção. Além disso, tais materiais podem, também, ser utilizados nas próprias obras como materiais de empréstimo para as construções civis. Dividem-se, esses materiais, segundo os engenheiros, em solos e rochas. É a forma arbitrária e grosseira com que são eles distinguidos entre si; mas que bem pode servir de uma primeira tentativa de definição.

Assim, estabeleça-se inicialmente, embora sem nenhuma esperança de rigor, que seja solo todo material natural, sob água ou não, da crosta terrestre, escavável por meio de pá, picareta, escavadeiras, etc., sem necessidade de explosivos e, rocha todo material que necessite de explosivos para seu desmonte.

É evidente que, sob um ponto de vista científico (ciencia), tal definição é insustentável. Na geologia, por exemplo, o significado dos dois termos é outro. Por exemplo, as camadas terciárias de argila da cidade de São Paulo foram escavadas, para a construção do seu Metrô, sem auxilio de explosivos. Entretanto, para os geólogos, tais camadas constituem uma rocha sedimentar perfeitamente definida. Seria escandaloso, entretanto, afirmar-se que o túnel da Avenida 9 de Julho em São Paulo foi escavado em rocha, por melhor que fosse a argumentação dos geólogos, pois lá não foi utilizada nenhuma técnica ou programação de escavação em rochas, as quais são baseadas, essencialmente, no ritmo das explosões para desmonte.

Com a finalidade específica da Engenharia Civil, portanto, os termos solo e rocha poderiam ser definidos, considerando-se o solo como todo material da crosta terrestre que não oferecesse resistência intransponível à escavação mecânica e que perdesse totalmente toda resistência, quando em contato prolongado com a água; e rocha, aquele cuja resistência ao desmonte, além de ser permanente, a não ser quando em processo geológico de decomposição, só fosse vencida por meio de explosivos.

Portanto, sob um ponto de vista puramente técnico, aplica-se o termo solo a todo material natural, sob água ou não, da crosta terrestre escavável por meio de pá, picareta, escavadeiras, etc., sem necessidade de explosivos e que servem de suporte, são arrimados, escavados ou perfurados e utilizados nas obras da Engenharia Civil. Tais materiais, por sua vez, reagem sob as fundações e atuam sobre os arrimos e coberturas, deformam-se e resistem a esforços nos aterros e taludes, influenciando as obras segundo suas propriedades e comportamento. O estudo teórico e a verificação prática dessas propriedades



e atuação é que constituem a Mecânica dos Solos. É essa última, portanto, um ramo da Mecânica, aplicada a um material pré-existente na natureza.

# 1.2 - Origem e constituição

Todo solo tem sua origem imediata ou remota na decomposição das rochas pela ação das intempéries. Quando o solo, produto do processo de decomposição permanece no próprio local em que se deu o fenômeno, ele se chama "residual". Quando em seguida é carregado pela água das enchurradas ou rios, pelo vento ou pela gravidade — ou por vários desses agentes simultaneamente — ele é dito "transportado". Mas existem outros tipos de solos, nos quais aparecem elementos de decomposição orgânica que se misturam ao solo transportado. Há ainda as terras diatomáceas¹, constituídas por carapaças de algas ou infusórios. Finalmente, existem os solos provenientes de uma evolução pedogênica, tais como os solos superficiais que suportam as raízes das plantas ou os solos "porosos" dos países tropicais.

Dentro dessa perspectiva o mecanismo da formação dos solos, a partir do processo físico-químico de fragmentação e decomposição das rochas, e através do transporte, sedimentação e evolução pedogênica é o seguinte.

Expansão e contração térmica alternada das rochas sãs — levando ao seu fraturamento mecânico. Esse é o primeiro estágio da decomposição, o qual pode ser associado às forças expansivas de certos minerais constituintes da rocha, ou da água que penetra pelas fissuras ou, ainda, finalmente das raízes de plantas. Tais fatores isolados ou associados levam à decomposição física das rochas maciças em grandes blocos ou, até mesmo, em pequenos fragmentos.

Alteração química das espécies minerais que formam a rocha, transformando-as em areias ou argilas. A oxidação e o ataque pela água acidulada, por ácidos orgânicos, são os principais agentes da decomposição química — que comumente se designa por "alteração". O caráter e a amplitude da alteração dependem, de um lado, da natureza da rocha, isto é, de sua composição química, sua estrutura e textura, e, do outro, do clima da região, isto é, das alternâncias de chuvas e temperatura.

Por exemplo, um granito, rocha constituída pelos minerais: quartzo, feldspato e mica, em clima tropical úmido, sofre o seguinte processo de decomposição: depois de formada e trazida à superfície da crosta, é fraturada pela alternância de calor e chuva. Depois de suficientemente fraturada começa o ataque químico pela água acidulada, geralmente com gás carbônico agressivo, proveniente da decomposição de vegetais. Essa acidulação é nitidamente crescente com a temperatura e, portanto, bem mais efetiva nos países tropicais.

Os feldspatos presentes são atacados, a rocha desmancha-se e os grãos de quartzo, embora não sejam atacados, soltam-se, formando os grãos de areia e pedregulho. Os feldspatos, decompostos pela água acidulada, vão dar o mineral denominado "argila" e sais solúveis, os quais são carreados pelas águas e levados ao mar. Algumas das espécies de mica sofrem processo de alteração semelhante ao dos feldspatos

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Terras diatomáceas - terras com conchas



formando argila, enquanto outras resistem e vão formar as palhetas brilhantes presentes nos, assim chamados, solos micáceos.

Do processo acima descrito resulta o solo residual de granito — que comumente é chamado pela expressão contraída "alteração de granito". Fazem parte dele, eventualmente, grandes blocos ou fragmentos pequenos da rocha original que resistiram à decomposição.

Por uma coincidência, muito feliz para os técnicos de solos, esses blocos ou fragmentos de rocha, os grãos de quartzo, o mineral argila, as palhetas de mica e outros elementos acidentais têm tamanhos de grãos diferentes. De forma que as frações constituintes dos solos residuais diferenciam-se entre si, não só pela espécie mineralógica, mas também pelos seus tamanhos diferentes. De uma forma estatística, seria pedregulho² a fração dos solos constituída pelos fragmentos de diâmetro médio superior a 2 mm; areia, a dos de 2 mm a 0,02 mm. Argila seria a fração dos solos constituída pelos microcristais de diâmetro médio inferior a 2µm. Aos elementos esporádicos de diâmetro médio ente 0,06 mm e 0,002 mm são denominados de siltes, conforme classificação ABNT NBR 6502 (1995). Estão apresentados na tabela 01 os limites das dimensões, maiores detalhes estão abordados na Aula 4 - Análise Granulometrica dos Solos.

Tabela 1 - Dimesões dos grãos dos solos conforme ABNT NBR 6502 (1995)

Fração	Limites definidos (mm)					
Matacão	200 < φ < 1000					
Pedra de mão	60 < φ < 200					
Pedregulho	2 < \$ < 60					
Areia grossa	0,6 < φ < 2					
Areia média	0,02 < φ < 0,6					
Areia fina	0,06 < φ < 0,02					
Silte	0,002 < φ < 0,06					
Argila	φ < 0,002					

No caso da rocha madre ser, por exemplo, um basalto em clima tropical, de invernos secos e verões úmidos, a decomposição se faz, principalmente, pelo ataque químico das águas aciduladas aos plagioclásios e outros elementos melanocráticos, dando como resultado predominantemente argilas. Não apareceria neste solo a fração areia, pois o basalto não contém quartzo, mas aparecem, em pequenas porcentagens, grãos de óxidos de ferro, muitas vezes sob a forma de magnetita. É o caso da terra roxa, do interior Centro-Sul do Brasil, que é predominantemente uma argila vermelha.

Os micaxistos, rochas do pré-cambriano brasileiro, onde a mica é um mineral predominante, dão origem aos chamados solos micosos — com grande predominância de palhetas de mica, entre os grãos de tamanho das areias e siltes, e com menor ou maior porcentagem de argilo-mineral proveniente da alteração de certas espécies de mica.

Os arenitos, das formações sedimentares brasileiras do paleozóico ao cretáceo, são origem de um solo essencialmente arenoso, pois não existem feldspatos ou micas em sua composição. O elemento que altera é o cimento que aglutina os grãos de quartzo. Quando esse cimento é silicoso - forma-se um solo

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> As dimensões de pedregulho e dos demais materiais apresentadas nesse parágrafo diferem das encontradas no livro do Prof. Milton Vargas. A Tabela 01 também não faz parte.



residual extremamente arenoso. Quando o cimento é argiloso aparece no solo residual de arenito uma pequena porcentagem de argila, a qual, muitas vezes, é extremamente ativa — comunicando ao solo residual uma espécie de coesão tanto maior quanto mais seco estiver o solo. É por isso que tais solos, embora eminentemente arenosos, muitas vezes podem ser cortados verticalmente em alturas consideráveis, como se fossem argilas.

#### 1.3 - Transporte

Transporte e sedimentação por um agente transportador: desde a simples gravidade, que faz cair as massas de solo e rocha ao longo dos taludes, até uma enxurrada, por exemplo, que carreia o material constituinte dos solos residuais acima descritos. Nas escarpas abruptas, como as da Serra do Mar, os mantos de solo residual com blocos de rocha podem escorregar, sob a ação de seu próprio peso, durante chuvas violentas, indo acumular-se ao pé do talude em depósito de material detrítico, geralmente fofo, formando os "talus". Tais depósitos são formados por grãos de tamanho muito variável, inclusive blocos de rocha. Em geral, os grãos de argila são levados pela enxurrada e carreados pelas ribeiras que descem a serra. Tais "talus" são sujeitos a movimento de rastejo (expansões e contrações periódicas, pelo efeito de temperatura, que resultam num lento movimento talude abaixo). Esse é o transporte por gravidade ou coluvial. Mas, nem todo transporte coluvial é tão violento, muitas vezes uma topografia suavemente ondulada é o resultado de erosão no topo dos morros de solo residual profundamente alterado e deposição coluvial nos vales. Esse é o caso do planalto brasileiro, onde ocorrem camadas recentes de solo coluvial fino sobre solo residual de material semelhante.

É bom, entretanto, lembrar que a grande maioria desses depósitos sofreu uma evolução pedológica posterior a sua deposição. Assim, seriam melhor incluídos na classe dos solos de "evolução pedológica" comumente chamados, entre nós, de "porosos".

A semelhança, geralmente, é tanta entre o coluvião superior e o solo residual inferior que é difícil distingui-los. Entretanto, é comum entre os dois aparecer uma camada de pedregulho que delimita o seu contato.

Quando o transporte é feito por grandes volumes de água, aparecem os solos aluviais que, quando recentes, formam os terraços aluvionais das margens e as planícies recentes dos deltas dos grandes rios. A princípio as grandes torrentes carregam consigo todo o detrito das erosões, mas logo depositam os grandes blocos e depois os pedregulhos. Ao perder sua velocidade, e portanto sua capacidade de carrear os sedimentos, os grandes rios passam a depositar as camadas de areia e, em seguida, os grãos de menor diâmetro, formando os leitos de areia fina e silte. Finalmente, somente os microcristais de argila permanecem em suspensão nas grandes massas de água dos lagos ou das lagunas próximas ao mar. A sedimentação da argila dá-se, então, ou por floculação das partículas em suspensão, devido à neutralização de suas cargas elétricas de mesmo sinal, pelo contato com água salgada do mar, ou por efeito da radiação solar nas águas doces dos lagos interiores.

Assim a enxurrada e as águas dos rios em seu caminho para o mar transportarão os detritos de erosão e os sedimentarão em camadas, na ordem decrescente de seus diâmetros. Inicialmente sedimentam-se as camadas de pedregulhos, depois as de areias e siltes e, por fim, a camada de argila. Essas camadas constituem os solos transportados aluvionares, formando o seu conjunto, "ciclos de sedimentação". Em cada



camada predominam, ordenadamente, os tamanhos de grãos correspondentes aos pedregulhos, areias, silte e argila.

Os termos pedregulho, areia, silte e argila têm, portanto, três significados diferentes, em Mecânica dos Solos. Em primeiro lugar denotam espécies mineralógicas diferentes; em segundo, "frações de solo" com tamanhos de grãos diferentes; e, em terceiro, "camadas" de solo. O termo argila não pode ter, em Mecânica dos Solos, o significado de rocha que tem em Geologia, pois se referirá sempre a um solo. Uma camada de argila que exigisse dinamite para seu desmonte seria chamada de argilito. Assim, um pedregulho é aquele solo no qual o tamanho dos grãos é superior a 2mm; mas é também a camada onde predomina a "fração" pedregulho. Na fração de solo areia, a espécie mineralógica é, comumente, o quartzo, e na camada de areia predominam os grãos do tamanho da fração areia. Nos solos argilosos, entretanto, não é necessariamente a fração de argila dominante que os caracteriza. É possível que um solo tenha adquirido um caráter argiloso pela presença de uma fração de argila que, embora não predominante, é suficientemente ativa para emprestar ao solo plasticidade e coesão típica das argilas.

Transporte eólico — nas regiões desérticas, ou ao longo das praias oceânicas, ventos fortes sopram sobre as areias e as carreiam indo depositar seus grãos mais além dos montículos ou dunas. Como a direção dos ventos é cambiante as camadas depositadas não têm sempre a mesma orientação. Esse é o fenômeno da "estratificação cruzada" que caracteriza os depósitos eólicos. Outra característica é a uniformidade dos grãos de tais depósitos de areia, pois a força do vento seleciona muito mais do que a água, os pesos dos grãos que podem ser transportados.

Há que considerar aqui a sedimentação subeólica das praias, onde concorrem tanto a água como o vento, da qual resulta também, e mais nitidamente, a "estratificação cruzada".

As partículas muito finas de areia podem ser levadas muito alto pelos ventos e depositadas a distâncias muito grandes. Os depósitos eólicos de tal natureza são chamados de "loess".

Formação dos solos orgânicos — dá-se ou pela impregnação de matéria orgânica em sedimentos préexistentes, ou pela transformação carbonífera de materiais, geralmente, de origem vegetal contida no material sedimentado, ou, ainda, pela absorção no solo de carapaças de moluscos, diatomáceas ou infusórios. Nos dois primeiros casos estarão os solos orgânicos e, no último, as camadas de fragmentos calcáreos de origem animal e os solos diatomáceos.

Os solos orgânicos são de muito maior importância técnica que os depósitos de fragmentos calcáreos e as terras diatomáceas. Portanto, eles serão aqui os mais considerados. Uma parte dos produtos da decomposição da matéria orgânica é um produto escuro e relativamente estável que impregna os solos orgânicos: o húmus. Por ser facilmente carreado pela água, em solução ou suspensão, o húmus só impregna permanentemente os solos finos: as argilas e os siltes e, em menor extensão, as areias finas. Existem, assim, argilas, siltes ou areias finas orgânicas. São os solos de cor escura das baixadas litorâneas ou das várzeas dos rios interioranos. Mas não existem areias grossas ou pedregulhos orgânicos, pois sua alta permeabilidade permite velocidades de percolação d'água suficientemente grandes para carrear toda matéria orgânica estável.

Quando a matéria orgânica provém da deposição sobre o solo de grande quantidade de folhas, caules e troncos de florestas há um processo insipiente de carbonificação. Então forma-se um solo fibroso



essencialmente de carbono, que se chama "turfa". A diferença entre argilas e siltes orgânicos e a turfa está em que as primeiras são mais pesadas, pois que a turfa, constituída de grandes teores de carbono, é de densidade específica menor. Por outro lado, a turfa é combustível quando seca e os solos orgânicos não o são.

## 1.4 - Evolução Pedogenética

Evolução pedogênica — por esse nome se agrupa uma complexa série de processos físico-químicos e biológicos que governam a formação dos solos da agricultura. Em essência esses processos compreendem a lixiviação do horizonte superficial e concentração de partículas coloidais no horizonte profundo, e, além disso, a impregnação com húmus do horizonte superficial. A camada de solo que sofre esse processo, toma na engenharia o nome de "solo superficial", o qual tem escasso interesse técnico somente nos casos em que é de pequena espessura.

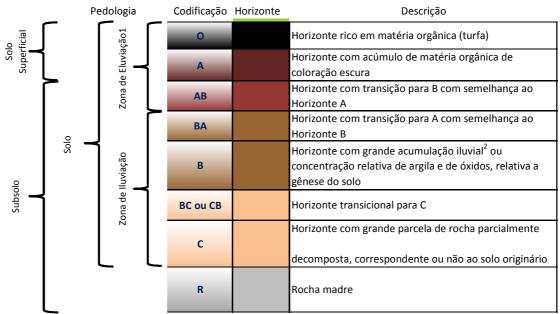
Entretanto, de grande valor técnico, para nós, são as camadas de "solos porosos", cuja formação se deve a uma evolução pedogênica em clima tropical de alternâncias secas, no inverno, e extremamente úmidas, no verão, resultando dessa evolução, na maioria dos casos, os solos lateríticos. Tais solos têm espessuras que podem atingir mais de 10m e recobrem extensas zonas do Brasil Centro-Sul. São solos de granulometria arenosa, porém, não raro, são argilosos — como é o caso das argilas vermelhas porosas dos espigões da Cidade de São Paulo.

Um terceiro tipo de solo de natureza pedogênica são os pedregulhos latéricos — ou, simplesmente, as lateritas — cuja importância técnica é cada vez maior, em enormes zonas do país, para a construção de bases rodoviárias. São concreções formadas em clima de profunda alternância de estações secas e úmidas.

## 1.5 - O Perfil do Solo

Denomina-se perfil do solo a seção vertical que, partindo da superfície do terreno, aprofunda-se até onde chega a ação do intemperismo, na maioria das vezes, uma série de camadas dispostas horizontalmente, denominadas de horizontes, paralelas à superfície do terreno, que possuem propriedades resultantes dos efeitos combinados dos processos de formação do solo (pedogênese). A natureza e o número de horizontes variam de acordo com os diferentes tipos de solo. Os solos geralmente não possuem todos esses horizontes bem caracterizados, entretanto, pelo menos possuem parte deles. Apresenta-se na figura 1 um perfíl hipotético de um solo.





- (1) Eluviação migração de materiais como: argilas, sesquióxidos e carbonatos du uma camada para outra
- (2) Iluvião acúmulo de materiais do solo dissolvidos ou suspensos em um horizonte como resultado de eluviação de outro

Figura 1 - Perfil hipotético de um solo

- Horizonte O Camada orgânica superficial. É constituído por detritos vegetais e substâncias húmicas acumuladas na superfície, ou seja, em ambientes onde a água não se acumula (ocorre drenagem). É bem visível em áreas de floresta e distingui-se pela coloração escura e pelo conteúdo em matéria orgânica (cerca 20%).
- Horizonte A Camada mineral superficial adjacente à camada B ou camadas transacionais. É o horizonte onde ocorre grande atividade biológica o que lhe confere coloração escurecida pela presença de matéria orgânica. Existem diferentes tipos de horizontes A, dependendo de seus ambientes de formação. Esta camada apresenta maior quantidade de matéria orgânica que os horizontes subjacentes B e C.
- Horizonte AB Camada transacional entre os horizontes A e B com evidência do horizonte A, tratase um horizonte de difícil detecção, entretanto, ocorrem em perfis de solo maduro.
- Horizonte BA Camada transacional entre os horizontes A e B com evidência do horizonte B, da mesma forma que o horizonte AB trata-se um horizonte de difícil detecção, entretanto, ocorrem em perfis de solo maduro.
- Horizonte B Camada mineral situada mais abaixo do horizonte A, ou horizontes transacionais AB ou BA. Apresenta menor quantidade de matéria orgânica, e acúmulo de compostos de ferro e argilo minerais. Ocorre concentração de minerais resistentes, como quartzo em pequenas partículas (areia e silte). É o horizonte de máximo acúmulo, com bom desenvolvimento estrutural.



Horizonte C

Camada mineral de material não consolidado, ou seja, por ser relativamente pouco afetado por processos pedogenéticos, normalmente, esse horizonte apresenta características da rocha madre, é comum encontrar blocos de rocha tanto em processo de alteração como não.

Horizonte R Camada mineral de material consolidado, que constitui substrato rochoso contínuo ou praticamente contínuo, a não ser pelas poucas e estreitas fendas que pode apresentar (rocha).

A presença dos vários tipos de horizontes mencionados está condicionada a formação e evolução solo que o regulam. Como as condições variam de acordo com as circunstâncias dos ambientes (material de origem, vegetação, clima, relevo, tempo) o tipo e número de horizontes de um perfil de solo são diferentes.

A estrutura geológica é extremamente importante na formação dos recursos minerais, além de estabelecer uma grande influência na consolidação dos relevos e automaticamente do solo. Para compreender a estrutura geológica de um lugar é preciso analisar e conhecer os tipos de rochas presentes no local. Rocha é a união natural de minerais, compostos químicos definidos quanto à sua composição, podem ser encontrados no decorrer de toda a superfície terrestre. Estão apresentados nas Figuras O2 a O8 alguns exemplos de minerais: quartzo, grafita, calcita, mica, talco, feldspato e o diamante.







Figura 2 - Quartzo

Figura 3 - Grafita

Figura 4 - Calcita



Figura 5 - Mica



Figura 6 - Talco







Figura 7 - Feldspato

Figura 8 - Diamante

As rochas são classificadas em:

- √ <u>Ígneas ou Magmáticas</u>: são rochas formadas pelo esfriamento e solidificação de elementos endógenos, no caso, o magma pastoso. São exemplos de rochas magmáticas: granito, basalto, diorito e andesito.
- ✓ <u>Sedimentares</u>: esse tipo de rocha tem sua formação a partir do acúmulo de resíduos de outros tipos de rochas. São exemplos de rochas sedimentares: areia, argila, sal-gema e calcário.
- ✓ <u>Metamórficas</u>: esse tipo de rocha tem sua origem na transformação de outras rochas, em virtude da pressão e da temperatura. São exemplos de rochas metamórficas: gnaisse (formada a partir do granito), ardósia (originada da argila) e mármore (formação calcária).

As mais antigas rochas são as do tipo ígneas e metamórficas, que surgiram respectivamente na era Pré-Cambriana e Paleozoica. Essas rochas são denominadas de cristalinas, por causa da cristalização dos minerais que as formaram. Apresenta-se na Figura 9 a escala do tempo geológico.

Ao contrário das outras, as rochas sedimentares são de formações mais recentes, da era Paleozoica à Cenozoica. Essas são encontradas em aproximadamente 5% da superfície terrestre.

Dessa forma, os minerais e as rochas compõem uma parcela primordial da litosfera, que corresponde ao conjunto de elementos sólidos que formam os continentes e as ilhas.



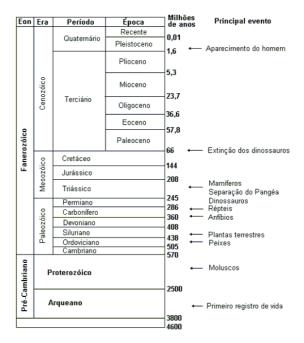


Figura 9 - Escala do tempo geológico

#### Questionário

- 1 O que é alteração de rocha?
- 2 Como se dá o fenômeno de alteração?
- 3 Que tipo de solo pode-se esperar da alteração da rocha de basalto?
- 4 Descreva o processo de alteração do granito?
- 5 Porque se utiliza a denominação de solo residual?
- 6 Qual a definição de solo para fins rodoviários?
- 7 Porque o intemperismo nos trópicos foi mais acentuado?
- 8 A rocha de arenito após o processo de alteração resulta em que tipo de solo, por quê?
- 9 O que caracteriza um solo transportado?
- 10 O que são solos sedimentares?
- 11 Defina evolução pedológica.
- 12 O que são loess?
- 13 Quais as principais diferenças entre solos orgânicos e a turfa?
- 14 O que são rochas ígneas ou magmáticas?
- 15 O que são rochas sedimentares?
- 16 O que são rochas metamórficas?
- 17 Defina um perfil de solo maduro.
- 18 Qual a importância dos materiais dos horizontes O e A para obras civis

# 1.6 - História da Mecânica dos Solos - (breve relato)

O prof. Karl Terzaghi, nasceu em 1883, na Cidade de Praga, Capital da Antiga Tcheco-Eslováquia, doutorou-se em Tecnologia em 1912 na Áustria. Em 1925 publicou o seu principal livro: "Erdbaumechanik". Com essa publicação muitos autores consideram o nascimento da MECANICA DOS SOLOS, que até então, os conhecimentos sobre os solos eram relativamente incipientes e não apontavam para uma orientação de conceitos de aplicação, assim, após a publicação constituiu um marco, pois, trazia uma nova orientação a ser seguida no estudo do comportamento dos solos. Tratava a mecânica dos solos como uma mecânica dos



sistemas constituidos por uma fase sólida granular e outra fluída. Princípios fundamentais, dos quais até hoje considerados.

O Primeiro Congresso Internacional de Mecânica dos Solos foi realizado em 1936, nessa ocasião os conceitos abordados pelo prof. Terzaghi foram consagrados de maneira definitiva.

A mecânica dos solos no Brasil antes de 1938 resumia-se em artigos publicados em revistas técnicas de uma tese apresentada na Congregação da Escola Nacional de Engenharia, atual UFRJ - Universidade Federal do Rio de Janeiro.

No início de 1938, foi instalado o 1º laboratório de Mecânica dos Solos, no IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas em São Paulo. Posteriormente foram instalados laboratórios no norte do país e em 1942 mais três laboratórios foram instalados no Rio de Janeiro.

A mecância dos solos passa a assumir um papel cada vez mais importante no Brasil com a criação da ABMS - Associação Brasiliera da Mecância dos Solos em 1950. Para a área de pavimetnação temos a criação da ABPv - Associação Brasileira de Pavimentação em 1959. Associações que até hoje exercem papel fundamental para o desenvolvimento trecnológico na área de solos no Brasil.



# AULA 2 - PREPARO DE AMOSTRAS DE SOLOS PARA ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Após o solo ter sido coletado (sondagem) e devidamente identificado em campo, é levado ao laboratório para que sejam providenciados os ensaios pertinentes.

#### 2.1 - Preparo das amostras

Para esses ensaios a norma DNER ME 41/94 Solo - preparação de amostras para ensaios de caracterização e ABNT NBR-6457 Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Essas normas preconizam os procedimentos necessários para preparo das amostras de solo que serão conduzidas aos ensaios de compactação e de caracterização (ensaios preliminares).

A amostra ao chegar ao laboratório é novamente identificada, conforme procedimentos internos do laboratório, em seguida a amostra é esparramada em local coberto e deixa-se a amostra secar até atingir um teor de umidade (quantidade de água) bastante baixa, denominado de umidade higroscópica. A secagem pode também ser feita com auxílio de fonte de calor desde que essa fonte não exceda a 60°C.

Após a secagem a amostra é destorroada com o auxílio do almofariz e a mão de gral recoberta com borracha de maneira a reduzir o tamanho dos grãos de grumos do solo.

# 2.1.1 - Compactação (ABNT NBR 6457 1986)

Passa-se o solo seco e destorroado pelo quarteador de amostras, desprezando as frações com diâmetro superior a 76,2 mm e destinar as quantidades<sup>3</sup> necessárias para o ensaio de compactação conforme as características que seguem:

- Desprezar o material retido na # n 4 (4,76 mm de abertura) quando inferior a 7 % da massa da amostra:
- Quantidade superior a 7% de material retido na # acima, passar o material pela # 3/4" (19,1 mm de abertura) e observar as seguintes condições:
  - Desprezar o material retido na # 3/4" quando apresentar massa inferior a 10%;
  - Quantidade superior a 10% deve-se substituir a massa retida na # 3/4" com massa de igual valor, por material com fração compreendida entre as #s 3/4" e 4,76 mm;
  - Quantidade de material retido na # 3/4" superior a 30%, não ensaiar por esse procedimento.

# 2.1.2 - Caracterização

<sup>&</sup>lt;sup>3</sup> Quantidades especificadas pelos procedimentos de ensaio de compactação, como volumes de cilindros e ensaios com reuso ou sem reuso de material.



Passa o solo pelo quarteador de solos até se obter as quantidades de:

- 1.500 g (sens. 5g) para solos argilosos e siltosos e,
- 2.000g (sens. 5g) para solos arenosos.

Passa essa amostra pela peneira n. 10 (# 2,00mm de abertura) tomando-se o cuidado, caso necessário, de submeter a mostra novamente ao almofariz com a mão de gral, nessa operação somente os grumos de solos serão destorroados e deve-se tomar o cuidado de não quebrar grãos de areia ou pedregulhos, isso altera a granulometria da amostra.

# 2.1.2.1 - Granulometria com sedimentação, umidade higroscópica e densidade dos grãos

Da fração retida da amostra passada pela peneira n. 10 é lavada a fim de ser removido todo material eventualmente aderido aos grãos, seco em estufa com temperatura entre 105 °C e 110 °C até constância de peso. Após secagem o material é submetido ao peneiramento grosso.

Da fração que passa na peneira n. 10 é novamente quarteada a fim de ser obter uma quantidade de cerda de 400 q distribuídas para os seguintes ensaios:

- 50 g para determinação da umidade higroscópica
- 250 g para ensaios de densidade dos grãos
- 70 g ou 120 g, conforme o tipo de solo se: argiloso/siltoso ou arenoso para o ensaio de granulometria com sedimentação.

# 2.2.2 - Ensaios de Limites de Atterberg.

Da quantidade que sobrou do item 2.1.2.1 passa o solo pela # n. 40 (0,42mm de abertura) com auxílio do almofariz e mão de gral até se obter uma quantidade de cerca de 150g destinado aos seguintes ensaios com cerca de:

- 70g para o ensaio de limite de liquidez e,
- 50g para o ensaio de limite de plasticidade

Apresenta-se na Figura 10, esquematicamente, o roteiro do preparo de amostras de solo para os ensaios de caracterização: granulometria, densidade real e limites de Atterberg.



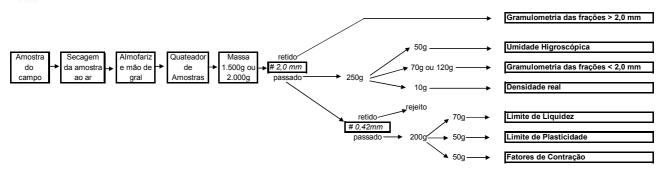


Figura 10 - Roteiro esquemático de preparo de amostras de solo para ensaios de caracterização.

# Questionário

- 1) O que é umidade higroscópica?
- 2) Se uma amostra de solo permanecer exposta ao ar em temperatura ambiente, ela ira secar até que teor de umidade?
- 3) Porque se devem destorroar os grumos de solos com auxílio de uma mão de gral revestida com borracha?
- 4) Como proceder para determinar o teor de umidade em solos com presença de matéria orgânica?



# AULA 3 - ÍNDICES FÍSICOS

## 3.1 - Introdução

Em tecnologia, solo por definição, sem nenhum rigorismo, é todo material natural que recobre a crosta terrestre e que pode ser removido por: pá, picareta, enxada ou qualquer ferramenta similar.

Para melhor entendimento podemos dividir o estudo das propriedades dos solos em dois grupos, solos indeformados (estado natural) e solos deformados.

Solos indeformados são solos que se apresentam em seu estado natural de ocorrência, os pesos específicos secos desses materiais situam-se entre 12 kN/m³ a 20 kN/m³, entretanto, pode-se encontrar valores tanto inferiores como até superiores a esses, porém são mais raros.

O estudo das propriedades dos solos aplica-se em fundações, estabilidade de taludes, aterros sobre solos moles, barragens de terra e enrroncamentos, tratamentos de fundações de barragens, etc. O comportamento de um solo natural depende da relação entre suas três fases: partículas sólidas, água e ar. Diversas relações, normalmente são empregadas para expressar as proporções entre elas. Assim, só parte do volume é ocupado pelas partículas sólidas, que se acomodam formando uma estrutura. O volume restante é denominado de vazios, entretanto, esses vazios podem estar ocupados por água ou ar. Assim, o solo é constituído de três fases: partículas sólidas, água e ar.

Para solos deformados, objetivo do curso em questão, somente parte das propriedades normalmente utilizadas nos estudos com solos naturais, como: umidade, peso específico aparente seco, saturação e peso específico dos sólidos, serão aqui consideradas.

# 3.2 - Índices Físicos Entre Três Fases

Esta apresentada na Figura 11, esquematicamente as três fase constituintes do solo, à esquerda estão os volumes ocupados por cada parte e à direta os pesos correspondentes.

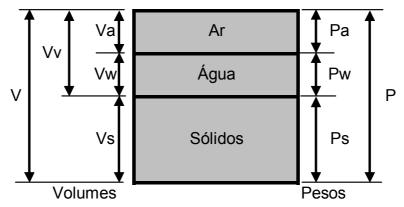


Figura 11 - Fases constituintes do solo



Segundo Prevedello (1996), o solo, para os propósitos da física do solo, pode ser assumido como um sistema multicomponente, integrado pela fase sólida, líquida e gasosa. Essas duas últimas complementares: a máxima presença de uma implica na ausência da outra. A porção do espaço poroso não ocupada pela fase líquida é complementada pela fase gasosa. Portanto, a fase líquida pode estar presente nos poros do solo seja completa ou parcialmente. No primeiro caso, o solo é dito saturado e, no segundo, não saturado. Combinadamente, as fases líquida e gasosa chegam a ocupar uma grande parte do volume de solo e compõem a porosidade total. A fase sólida é constituída de partículas minerais, na grande maioria, e de substâncias orgânicas. Esses compostos orgânicos e os minerais sólidos são de várias formas, tamanhos e composições químicas e constituem o que se chama de matriz do solo.

Assim, as quantidades de água e ar podem variar. A evaporação pode fazer a água diminuir, substituindo o volume por ar, e a compressão do solo pode provocar a saída de água e ar, reduzindo o volume de vazios. O solo, no que se refere às partículas que o constituem, permanece o mesmo, mas seu estado se altera. As diversas propriedades do solo dependem do estado em que as três fases se encontram. Quando diminui o volume de vazios, por exemplo, a resistência aumenta.

A seguir serão apresentadas correlações existentes entre as três fases constituintes do solo. Como mencionado acima, essas correlações se aplicam a estudos de aterros sobre solo mole, estabilidade de taludes, etc. e o objetivo desse curso é a utilização do solo como amostras deformadas, ou seja, o emprego do solo como camada de pavimento e, a utilização dessas correlações são menos necessárias, assim, será dada ênfase ao longo do curso, somente algumas correlações apresentadas a seguir.

# 3.3 - Umidade

Símbolo (w) - expressa a quantidade de água existente numa dada porção de solo úmido, é a relação entre o peso da água (Pw) e o peso de sólidos (Ps). Para sua determinação, inicialmente mede-se o peso de solo úmido (Pu), em seguida esse solo úmido é colocado em uma estufa à temperatura de 105°C a 110°C, a água irá evaporar e amostra deverá permanecer na estufa até constância de peso, em seguida, mede-se o peso da porção de solo seco (Ps). A diferença entre os dois pesos (Pu - Ps) é o peso da água que dividido pelo peso de sólidos (Ps) tem-se o teor de umidade, Equação 1.

$$W = \frac{Pw}{Ps} * 100$$

Onde W - teor de umidade (%)

Pw - peso da massa de água (g)

Ps - peso dos sólidos (q)

Trata-se de um procedimento de ensaio mais utilizado em laboratório de solo. Os valores médios de teor de umidade normalmente encontrados situam-se entre 10% e 40%, estando a umidade intimamente relacionada com a superfície especifica do solo.

Para a determinação do teor de umidade o solo deve ser colocado em cápsulas de alumínio, pode-se denominá-las de tara.

Exemplo Cápsula número (n.) 45



Cápsula		(g)	25,76
Cápsula + solo úmido	( <i>C</i> ap + Pu)	(g)	75,67
Cápsula + solo seco	(Cap + Ps)	(g)	70,82
Peso da água	(Pw)	(g)	4,85
Peso do solo seco	(Ps)	(g)	45,06
Teor de umidade		(w)	10,7%

Observe-se que o peso da (cápsula + solo úmido) menos o peso da (cápsula + solo seco) é a quantidade de água no solo e o peso da (cápsula + solo seco) menos o peso da (cápsula) é o peso de solo seco.

Cuidados especiais devem ser tomados quando se esta extraindo a umidade de solos orgânicos, com efeito, a presença de matéria orgânica no solo tem seu peso alterado quando em contato com temperatura da estufa acima, nessas condições, utiliza-se a estufa a 60°C. Nessa temperatura a amostra demora mais tempo para atingir a constância de massa.

A norma ABNT NBR 13600 1996 Solo - Determinação do teor de matéria orgânica por queima a  $440\,^{\circ}\text{C}$ , prescreve o procedimento para a determinação do teor de matéria orgânica existente no solo, observe-se que, a temperatura para a queima de toda a matéria deve ser elevada. Quando se coloca o solo orgânico em contato com temperatura de  $110\,^{\circ}\text{C}$  somente uma parcela pequena da matéria orgânica é queimada, o que é de difícil controle e acaba por alterar a determinação do teor de umidade. Para esses solos deve-se utilizar a temperatura de  $60\,^{\circ}\text{C}$  para se extrair o teor de umidade.

# 3.4 - Peso Específico Aparente Seco

Símbolo ( $\gamma$ s) – unidade (kN/m³), é a relação entre o peso dos sólidos e o volume ocupado pelos sólidos. O volume considerado, inclui os vazios entre os grãos dos sólidos.

Como se trata de peso específico e peso é a massa x a aceleração da gravidade temos kN no SI - sistema internacional de medidas. Utiliza-se também massa específica aparente seca, a unidade (g/cm³), Equação 2, nesse caso é o grama como unidade de massa. Ainda existe a densidade relativa que é expressa em relação a massa específica aparente da água, assim não se utiliza unidade para densidade. Nessas notas de aula será utilizada o termo: massa específica aparente seca, com unidade (g/cm³).

$$\gamma_S = \frac{P_S}{V}$$

Onde:  $\gamma s$  = peso específico aparente seco (g/cm<sup>3</sup>)

Ps = peso dos sólidos (g) V = volume dos sólidos (cm³)

### 3.4.1 - Fator de Conversão

Conforme exposto no item 3.3 o teor de umidade de um solo é a relação entre a quantidade de água contida nele pela massa de sólidos e, como essa relação não é sobre a peso total (sólidos + água) mas somente sobre o peso de sólidos (Ps), para transformação de massa úmida em massa seca aplica-se o fator de conversão (FC), Equaçãos 4 e 9:



$$w\% = \frac{Pw}{Ps} = \frac{Pu - Ps}{Ps} \rightarrow Ps * w = Pu - Ps \rightarrow Ps * w + Ps = Pu \rightarrow Ps(1+w) = Pu$$

$$Ps = Pu \frac{1}{1+w}$$

$$FC = \frac{1}{1+w}$$

4

Desta forma, para se determinar o peso seco de uma dada amostra de solo deve-se multiplicar o peso úmido dessa amostra de solo pelo FC, Equação 05.

$$PS = Pu * FC$$

O mesmo raciocínio aplica-se para determinar o peso específico aparente seco ( $\gamma$ s), deve-se multiplicar peso específico aparente úmido ( $\gamma$ u) pelo o fator de conversão, Equação 06, conforme desenvolvimento abaixo.

$$\gamma s = \frac{Ps}{V} = \frac{\frac{Ps}{Ps + Pw}}{\frac{V}{Ps + Pw}} = \frac{Ps}{Ps + Pw} \times \frac{Ps + Pw}{V}$$

$$Ps + Pw = Pu$$

Substituindo 05 em 04 temos:

$$\gamma s = \gamma u \times \frac{Ps}{Ps + Pw} = \gamma u \times \frac{1}{1 + w}$$

O fator de conversão (FC) é a parcela multiplicativa de γu da equação 8.

$$FC = \frac{1}{1+w}ou = \frac{100}{100+w\%}$$

Desta forma, para se determinar o peso específico aparente seco ( $\gamma$ s) de uma dada amostra devese multiplicar o peso específico aparente úmido ( $\gamma$ u) dessa amostra pelo FC, Equação 10.

$$\gamma s = \gamma u * FC$$

# 3.5 - Peso Específico dos Sólidos



Símbolo ( $\gamma$ d) – unidade (kN/m³), é a relação do peso dos sólidos (Ps) pelo volume dos sólidos (V). Da mesma forma, como se trata de peso específico e peso é a massa x a aceleração da gravidade temos kN no SI – sistema internacional de medidas. Ensaio de fácil assimilação e de difícil execução. A dificuldade esta em obter o volume da amostra, essa pode ser obtida indiretamente, com pesagem hidrostática, esta apresentada na Figura 3 o esquema do processo do ensaio pelo método do picnômetro.

O ensaio consiste em adicionar uma massa de solo conhecida dentro do picnômetro, adicionar água destilada até que recubra toda a amostra, submeter o conjunto a pressão negativa com bomba de vácuo para eliminar a quantidade de ar, em seguida, completar com água até a marca do menisco e efetuar a medida da massa do conjunto. Conhecendo-se a massa do picnômetro com água até o menisco, o volume da amostra V é:

V = (massa do picnômetro + água) + amostra - (picnômetro com água + amostra).

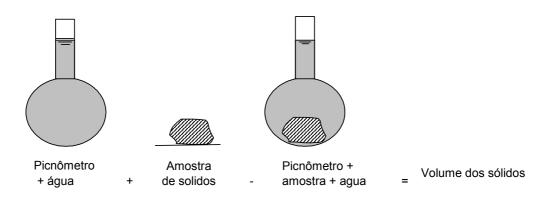


Figura 3 - Esquema para obtenção do volume da amostra por pesagem hidrostática

Cuidados necessários para a realização do ensaio, o volume do picnômetro deve estar aferido em função da variação da temperatura, numa faixa de  $15^{\circ}C$  a  $35^{\circ}C$  para facilitar a execução do ensaio. A norma ABNT 6508/84, especifica que devem ser feitas duas determinações e a diferença entre elas não deve ser superior a 0,02 g/cm³. O prof. Faiçal, em aula prática, recomenda que o detalhe do ensaio esta em determinar o local do menisco e que também deve-se contar as gotas de água a ser adicionada para que o menisco seja atingido. Outro ponto de ocorrência de erros esta em ferver⁴ o picnômetro para que o ar seja removido, esse procedimento pode ocasionar a alteração do volume do picnômetro fazendo com que o picnômetro perca a calibração.

Índice de Vazios

Símbolo (e), exprime a quantidade de vazios em relação a quantidade de sólidos. Obtém-se indiretamente através de outros índices. Os valores médios situam-se entre 0,5 e 1,5.

$$e = Vv / Vs$$
  $Vv = V - Vs$   $e = (V - Vs)$ 

e = (V - Vs) / Vs e = V / Vs - 1

Porosidade

<sup>&</sup>lt;sup>4</sup> Procedimento semelhante é adotado para determinação do peso específico de agregados utilizados em misturas asfálticas, entretanto, as normas recomendam que se ferva o picnômetro para eliminar o ar contido nos agregado.



Símbolo (n), a semelhante ao índice de vazios, é relação do volume de vazios pelo volume total. Normalmente se encontra valores entre 30% e 70%.

$$n = e / V$$

Saturação

Símbolo (S) indica o grau de saturação do solo, é a relação do volume de água pelo volume de vazios. Solo saturado tem grau de saturação = 100% e se o solo estiver seco = 0%. Sua determinação é feita indiretamente.

 $\gamma S = 1 / (1/\gamma d + w/S)$  (fórmula indireta - obtém-se a  $\gamma S$  adotando-se valores de S e conhecendo-se o  $\gamma d$ )

Peso específico aparente saturado

Peso específico do solo se viesse a ficar saturado e se isto ocorresse sem variação de volume. É de pouca aplicação prática, servindo para a programação de ensaios ou a análise de depósitos de areia que possam vir a se saturar. Expresso pelo  $\gamma_{\text{sat}}$ , é da ordem de 20 kN/m³.

$$\gamma_{sat} = W_{sat} / V$$

Peso específico submerso

É o peso específico efetivo do solo quando submerso. Serve para cálculos de tensões efetivas. É igual ao peso específico natural menos o peso específico da água, portanto com valores da ordem de 10 kN/m $^3$ . É expresso pelo símbolo  $\gamma_{\text{sub}}$ .

$$\gamma$$
sub =  $\gamma$ nat -  $\gamma$ w

Neste caso, considera-se a existência do empuxo de água no solo. Logo, o peso específico do solo submerso será equivalente ao o peso específico do solo menos o peso específico da água.

Peso Específico da Água - (yw)

Adota-se o valor de 10 kN/m3, esse valor varia pouco com a temperatura, entretanto, deve-se considerar essa pequena variação nos ensaios laboratoriais.



# AULA 4 - ANÁLISE GRANULOMETRIA DE SOLOS

A finalidade da realização do ensaio de granulometria é a de conhecer a distribuição granulométrica dos grãos do solo. Pode-se atribuir algumas propriedades e também obter parâmetros dos solos através do ensaio de granulometria, o que ajuda a escolha do material apropriado.

Conforme a presença de material mais granular no solo pode-se esperar que esse material apresente maior resistência quando utilizado como camada de um dado pavimento. É comum também esperar que materiais com elevada porcentagem de areia apresente densidades maiores e por fim solos com essas características apresentam baixa expansibilidade.

Por outro lado, solos com presença pronunciada de argila, normalmente apresentam baixa capacidade de suporte, elevada plasticidade, o que dificulta sua trabalhabilidade e, em solos com silte as densidades são ainda mais baixas associadas a elevado índice de expansão.

É raro encontrarmos apenas um solo com apenas um único tipo de fração, normalmente encontramse diversos tipos de minerais, o que implica em várias frações. Podendo conter ainda vários tamanhos de silte dentro da fração silte, valendo também para as frações argila e areia.

# 4.1 - Forma das partículas

As formas das partículas apresentam-se em: esférica subdividindo-se arredondadas e angulares, lamelares e fibrilares, apresenta-se na Figuras 12 as três formas e nas Figuras 13 e 14 as formas esféricas angulares e esféricas arredondadas respectivamente.

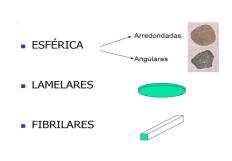


Figura 12 - Formas das partículas

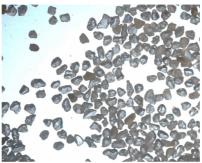


Figura 13 - Areia de rio esféricas angulares

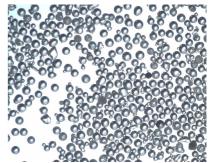


Figura 14 - Esferas de vidro, esféricas arredondadas

Partículas esféricas angulares propiciam ao solo um maior ângulo de atrito interno efetivo. Quanto maior esse ângulo maior a resistência que o material oferece às deformações.

# 4.2 - Classificação dos solos baseados em critérios granulométricos



Os solos recebem designações segundo as dimensões das partículas compreendidas entre determinados limites convencionais, conforme Tabela 2. Nesta tabela estão representadas as classificações adotadas pela American Society for Testing Materials (ASTM), American Association for State Highway and Transportation Officials (AASHTO), ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) e Massachusetts Institute of Technology (MIT). No Brasil a Associação Brasileira de Normas Técnicas, com a norma ABNT NBR 6502/95 - Terminologia - Rochas e Solos, define como:

Bloco de rocha - Fragmentos de rocha transportados ou não, com diâmetro superior a 1,0 m.

Matacão - fragmento de rocha transportado ou não, comumente arredondado por intemperismo ou abrasão, com uma dimensão compreendida entre 200 mm e 1,0 m.

Pedra de mão fragmento de rocha com diâmetro compreendido entre 60 mm e 200 mm.

Pedregulho - solos formados por minerais ou partículas de rocha, com diâmetro compreendido entre 2,0 e 60,0 mm. Quando arredondados ou semi-arredondados, são denominados cascalhos ou seixos. Dividese quanto ao diâmetro em: pedregulho fino - (2 a 6 mm), pedregulho médio (6 a 20 mm) e pedregulho grosso (20 a 60 mm).

Areia - solo não coesivo e não plástico formado por minerais ou partículas de rochas com diâmetros compreendidos entre 0,06 mm e 2,0 mm. As areias de acordo com o diâmetro classificam-se em: areia fina (0,06 mm a 0,2 mm), areia média (0,2 mm a 0,6 mm) e areia grossa (0,6 mm a 2,0 mm).

Silte – solo que apresenta baixo ou nenhuma plasticidade, baixa resistência quando seco ao ar. Suas propriedades dominantes são devidas à parte constituída pela fração silte. É formado por partículas com diâmetros compreendidos entre 0,002 mm e 0,06 mm.

Tabela 2 - Escalas granulométricas adotadas pela A.S.T.M., A.A.S.H.T.O, M.I.T. e ABNT. TAMANHO (mm) 1,0 0,01 0,001 0.1 ASTM AREIA PEDREGULHO SILTE COLOIDE ARGILA G  $\mathbf{M}$ 60 4.75 0.425 0.075 0.005 0.001 2.0 #40 # 200 AASHTO #10 AREIA PEDREGULHO SILTE ARGILA COLOIDE 0,425 0.075 0.005 0.001 60 2.0 M. I. T. PEDREGULHO AREIA SILTE COLOIDE  $\mathbf{M}$ F F  $\mathbf{M}$ F G G  $\mathbf{M}$ G 0,002 60 20 2.0 0.6 0.06 ABNT PEDREGULHO AREIA SILTE ARGILA G  $\mathbf{M}$ F G  $\mathbf{M}$ F 60 2,0 0,2 0.06 0,002



Argila - solo de graduação fina constituída por partículas com dimensões menores que 0,002 mm. Apresentam características marcantes de plasticidade; quando suficientemente úmido, molda-se facilmente em diferentes formas, quando seco, apresenta coesão suficiente para construir torrões dificilmente desagregáveis por pressão dos dedos. Caracteriza-se pela sua plasticidade, textura e consistência em seu estado e umidade naturais. Estas características serão vistas na Aula 8 (Limites de Atterberg).

#### 4.3 - Caráter laterítico

Processo de formação de solos típicos de climas quentes e úmidos, que se caracteriza pela concentração eluvial de óxidos e hidróxidos d principalmente de alumínio e ferro. Esta concentração aumenta em função da lixiviação da sílica ou da adição desses óxidos e hidróxidos.

Com referência às resistências esperadas associadas às frações constituintes de um determinado solo, podem ocorrer incompatibilidades. Um solo argiloso que apresenta certa quantidade de argila, não necessariamente a maior parte em massa, mas, sim quantidade suficiente para imprimir ao solo características argilosas (plasticidade). Se o argilo-minerais contidos nesse solo contém elevada porcentagem de óxidos e hidróxidos de Fé e Al, espera-se para esse solo, quando compactado, baixíssima expansão e valores de resistência relativamente elevados, a argila normalmente encontrada nesse tipo de solo é a caulinita. Em contrapartida, um solo argiloso que possua argilo-minerais constituintes da família da smectita e da ilita pode-se esperar certa expansão e também baixa resistência. Observe-se que, os dois materiais podem apresentar as mesmas porcentagens de areia e também de argila e que, entretanto são solos de diferentes comportamentos, estando esse comportamento associado somente ao caráter que os argilo-minerais imprimem a fração argilosa do solo.

Assim, somente o ensaio para a obtenção da distribuição granulométrica não é suficiente para a obtenção de parâmetros que propicie escolher o material adequado para a utilização.

# 4.4 - Granulometria - procedimento de ensaio

Serão apresentados a seguir de maneira sucinta os procedimentos para a realização do ensaio de distribuição granulométrica de solos.

Esses procedimentos estão baseados nas normas:

ABNT-NBR-6457 (86) - Amostras de Solo - Preparação Para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização (apresentada na Aula 2) e,

ABNT-NBR-7181 (84) - Solo - Análise Granulométrica

O ensaio é dividido em três partes: peneiramento grosso - fração > 2,0 mm, peneiramento fino 2,0 mm > fração > 0,075 mm e ensaio de sedimentação fração inferior a 0,075 mm

O preparo da amostra para ensaio de granulometria foi descrito no 2.1.2. <u>Peneiramento grosso</u>



- Dessa porção passa-se este material pela #(peneira) n.10 abertura de 2,0mm, destorroando os torrões ainda existentes;
- Lavar a parte retida do item anterior na # n.10 (abertura de 2,0mm) em seguida secar em estufa 105 °C a 110 °C até constância de peso;
  - Pesar o material retido e lavado (Mg);
- Passar esse material pelas #s com as seguintes aberturas: 50, 38, 25, 19, 9,5, 4,8 e 2,0, anotando as massas retidas acumuladas em cada peneira.

# Peneiramento fino

- Da fração passada na # n. 10 (abertura de 2,0 mm), determina-se em três cápsulas o teor de umidade do solo;
- Toma-se uma porção de 120 g de massa (Mh) e lavar-se na # n.200 (abertura de 0,075mm) essa fração, vertendo-se água potável à baixa pressão, em seguida secar em estufa 105  $^{\circ}C$  a 110  $^{\circ}C$  até constância de peso;
- Passar esse material pelas #s com as seguintes aberturas: 1,2, 0,6, 0,42, 0,25, 0,15 e 0,075, anotando as massas retidas acumuladas em cada peneira.

# Sedimentação

Baseada na Lei de Stokes se determina o diâmetro médio da partícula que esta em queda a uma velocidade constante em um fluido. Após a partícula em queda livre atingir velocidade constante que é função do quadrado do diâmetro da esfera, assim, relaciona-se o diâmetro equivalente das partículas (D) em suspensão com a velocidade de sedimentação (v) em meio líquido de viscosidade ( $\mu$ ) e de densidades ( $\gamma$ ) conhecidos. A descrição sucinta do ensaio consiste em:

- Do material passado na # n.10 (abertura de 2,0 mm) toma-se uma porção de 120g para solos arenosos e 70g para solos argilosos ou siltosos;
- Transferir esse material para um béquer e adicionar 125 ml de defloculante (solução de hexametafosfato de sódio) por 12 horas;
  - Colocar a amostra de solo + a solução no dispersor por 15 minutos;
- Transferir a dispersão para uma proveta de 1000 ml e completar a marca de 1000 ml com água destilada;
- Tampando a boca da proveta com uma das mãos, aplicar movimentos enérgicos de rotação, durante 1 minuto, pelos quais a boca da proveta passe de cima para baixo e vice-versa;
- Imediatamente após a agitação, colocar a proveta sobre a mesa, anotar a hora exata do início da sedimentação e mergulhar cuidadosamente o densímetro na dispersão;
- Efetuar leituras no densímetro correspondentes as tempos 0,5, 1,0, e 2,0 minutos, com o densímetro dentro da dispersão;
  - Retirar cuidadosamente o densímetro;
- Fazer leituras nos tempos 4, 8, 15, e 30 minutos, 1, 2, 4, 8 e 24 horas, a contar do início da sedimentação.
  - Efetuar a leitura da temperatura da dispersão em cada leitura.
- Após o término das leituras, verter todo o material aderido às paredes da proveta com água a baixa pressão.

Cálculos



Os cálculos pertinentes às três etapas do ensaio de granulometria estão apresentados nas normas.

#### Questionário

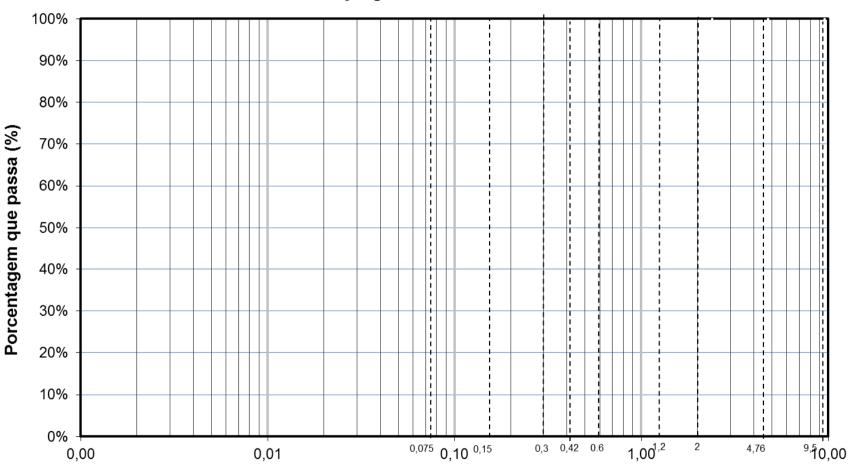
- 1) Qual o intuito da de se determinar a granulometria de um solo?
- 2) O que se pode esperar quanto a capacidade de suporte de um solo com presença pronunciada de material grosso?
- 3) Idem a questão 2, de um solo com presença pronunciada de argila?
- 4) Se for uma argila da família da caulinita somente o ensaio de granulometria é suficiente para expressar as características do solo?
- 5) Qual a função do defloculante no ensaio de sedimentação?
- 6) Como se deve expressar um resultado de ensaio de granulometria?
- 7) Ensaio exemplo: Traçar o gráfico da distribuição granulométrica referente ao ensaio abaixo (diâmetro  $\phi$ mm x % <  $\phi$ ), das três partes: peneiramento grosso, peneiramento fino e sedimentação.



INTERESS	INTERESSADO: LOCAL: Gnaisse									1	
ORDEM N° AMOSTRA 1 PROFUNDIDADE (m): DATA: 10/05/2003									]		
DETERMINAÇÃO DE UMIDADE PENEIRAMENTO GROSSO (peso em gramas)									]		
CÁPSULA Nº 13 195 A) AMOSTRA TOTAL ÚMIDA : 992,35											
Ph + T g 118,09 102,75 B) SOLO SECO RETIDO # 10: 9,97									]		
Ps + T g 117,40 102,17 C) SOLO ÚMIDO PASSADO # 10 (a - b): 982,38									1		
ÁGUA g 0,69 0,58 D) SOLO SECO. PEN. # 10 (A-B) / (1+h): 974,07								1			
TARA g 37,26 33,51 E) AMOSTRA TOTAL SECA (b+d): 984,04								-			
P. SECO	g	80,14	68,66					o em gramas)	)	-	
JMIDADI		0,86	0,84	PESO DA Al			3	78,29		-	
MÉDIA	%	0,85		PESO DA Al				77,63		-	
				DENSIDADE						-	
PICNÔME		M	TEMP. ° C:	23,4	PICNÔMET		0	TEMP. ° C:	23,4	1	
SOLO ÚM		os	g	72,56	SOLO ÚMII		ps	g	72,56	1	
A) SOLO		á crtt	g		(A) SOLO S		CTTA	g	71,95	1	
	METRO +	AGUA	g	1219,50	(B) PICNON		GUA.	g	1219,50	1	
	) + (B)	ÁOTTA : CO	. g	1291,45	(A) -	⊦(B) ÆTRO + ÁG	TIA + SOI O	g	1291,45	1	
	METRO + A	AGUA + SO		1265,35			UA + SOLO		1265,35	-	
	(B) - (C)		g	26,10		B) - (C)		g	26,10	-	
	DE DOS GR		(g/cm³)		DENSIDAD	E DOS GRÃ		(g/cm³)	2,755	-	
	ENEIRAME			139		PENEIRAM		<u> </u>	120	-	
	1 1		MOSTRA SEC.		/ D =	PESC		04 4 1	07. 41		
N°	φ (mm)	RETIDO	PASSADO	***			RA SECA	% < ¢	%<∳		
	50				♦ (mm)		PASSADO		22.24	-	
	38				1,20	0,06	77,57	99,92	98,91	1	
	25 19				0,60	0,84 1.25	76,79	98,92	97,92	1	
					0,42		76,38	98,39	97,39	1	
4	9,5				0,30	1,51	76,12	98,05	97,06	1	
10	4,8	9,97	974,07	98,99	0,15 0,075	6,49	71,14 60,13	91,64	90,71 76,67	1	
10		9,91		IMENTAÇÃ		17,50	00,13	77,46	/0,0/	†	
TEMP.	NTERVALO		SEL		CORREÇÃO		Α	DIAMETRO DI	Q	†	
°c	DE TEMPO		LEITURA	DE QUEDA		(Lc)	γα	GRÃOS ∳ (m	% < ¢	viscosidade	tempo (
21,6	30 seg.	14:20:30	39,00	7,40	4,88	34,12	0,9979	0,0501	68,22	9,92E-06	30
21,6	1 min.	14:21:00	37,50	7,75	4,88	32,62	0,9979	0,0362	65,22	9,92E-06	60
21,6	2	14:22:00	35,00	8,40	4,88	30,12	0,9979	0,0267	60,22	9,92E-06	120
21,5	4	14:24:00	33,00	7,80	4,90	28,10	0,9979	0,0182	56,18	9,92E-06	240
	8	14:28:00	30,50	8,50	4,94	25,56	0,998	0,0135	51,11	9,97E-06	480
21,3	15	14:35:00	29,00	8,90	4,96	24,04	0,998	0,0101	48,07	9,97E-06	900
21,3	30	14:50:00	26,50	9,55	5,00	21,50	0,998	0,0074	42,99	1,00E-05	1800
	1 hora	15:20:00	24,00	10,20	5,06	18,94	0,9981	0,0054	37,87	1,01E-05	3600
21,2		16:20:00	22,00	10,70	5,02	16,98	0,9982	0,0040	33,95	1,03E-05	7200
21,2 21,0	2		40.00	11,50	5,24	13,76	0,9983	0,0029	27,52	1,04E-05	14400
21,2 21,0 20,7		18:20:00	19,00	,		44.70	0,9983	0,0023	23,40	1,04E-05	25200
21,2 21,0 20,7 20,0	2	18:20:00 20:20	17,00	12,00	5,30	11,70	0,2703	<del> </del>	,	,	25200
21,2 21,0 20,7 20,0 19,8	2 4			12,00 13,50	5,34	6,16	0,9984	0,0013	12,32	1,05E-05	
21,2 21,0 20,7 20,0 19,8 19,5	2 4 7 24,27	20:20 14:36	17,00	12,00	5,34	6,16	0,9984 PASSADO			1 '	87372



# Distribuição granulométrica de solos.



Abertura das Peneiras (mm)



# 4.5 - Parâmetros que caracterizam a distribuição granulométrica:

# 4.5.1 - Diâmetro efetivo (D10)

É o ponto característico da curva granulométrica para medir a finura do solo, que corresponde ao ponto de 10%, tal que 10% das partículas do solo possuem diâmetros inferiores.

# 4.5.2 - Coeficiente de uniformidade (Cu)

Forma de expressar a distribuição do tamanho das partículas do solo; valores próximos da unidade indicam curva granulométrica com distribuição quase vertical, com os diâmetros variando em um intervalo pequeno, por outro lado, valores acima da unidade a curva granulométrica irá se abatendo e aumentando o intervalo de variação dos diâmetros. Da mesma foram que foi definido D10 , define-se D60, Equação 01.

$$Cu = \frac{d_{60}}{d_{10}}$$
 01

A classificação dos solos quanto Cu são em: Uniforme para Cu < 5

Mediamente uniforme para 5 < Cu < 15 Desuniforme para Cu > 15

# 4.5.3 - Coeficiente de curvatura (Cc)

É a relação entre o diâmetro correspondente a 30% pelo produto dos diâmetros correspondentes a 60% e 10%, obtidos na curva granulométrica. Expressa a graduação do material para solos arenosos bem graduados o valor de Cc esta compreendido entre 1 e 3, fórmula 02.

$$C_c = \frac{(d_{30})^2}{d_{60} * d_{10}}$$

Portanto, a distribuição do tamanho de partículas é proporcional, de forma que os espaços deixados pelas partículas maiores sejam ocupados pelas menores. Para solos granulares há maior interesse no conhecimento do tamanho das partículas, visto que, algumas de suas propriedades estão relacionadas com os mesmos, o que não ocorre com os solos finos.

Logo, segundo a forma da curva podemos distinguir os diferentes tipos de granulometria conforme pode ser observado na Figura 15.





Figura 15 - Tipos de distribuição granulométricas

# 4.6 - Compacidade

Estado de maior ou menor concentração de grãos ou partículas de um solo não coesivo (areias siltes arenosos) em um dado volume.

# 4.6.1 - Compacidade relativa (ID)

Parâmetro numérico que permite quantificar o estado de compacidade de solos arenosos ou siltosos, comparando-se o índice de vazios real com os índices de vazios máximo (estado fofo) e mínimo (estado compacto). É igual ao quociente da diferença entre os índices de vazios máximo e real e da diferença entre os índices máximos e mínimos, Equação 03.

$$I_D = \frac{e_{m\acute{a}x} - e_{real}}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{n}n}} \end{0.3}$$

Estado do solo quanto Id;

fofo para 0 < Id ≤ 1/3

mediamente compacto para  $1/3 < Id \le 2/3$  e

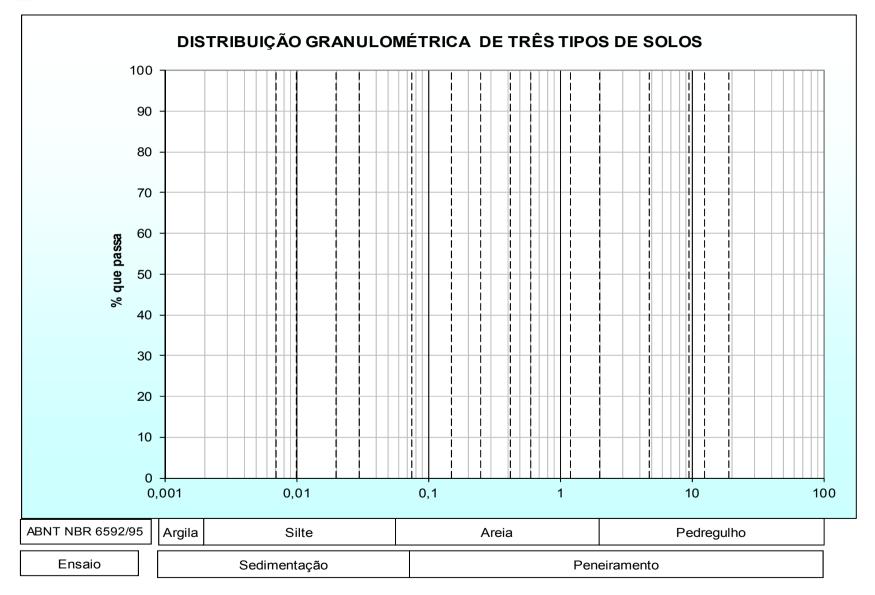
compacto para 2/3 < Id ≤ 1

# Exercício

Traçar as três distribuições granulométricas e determinar o D10, o Cu expressando a uniformidade de cada curva, o Cc demonstrando a graduação de cada uma. Determine também as porcentagens das frações de pedregulho, areias grossa, médias e finas e as porcentagens de silte e de argila de cada material.

Peneiras		Solos			
(mm)	Α				
19,1	100	100	100		
12,5	80	100	100		
9,52	67	100	100		
4,76	50	100	100		
2	48	100	100		
1,2	45	100	100		
0,6	37	100	100		
0,42	25	95	100		
0,25	14	81	100		
0,15	7	61	71		
0,075	3	40	15		
0,03	2,8	16	8		
0,02	2,5	10	7		
0,01	2,4	9	6		
0,007	2,3	9	5		



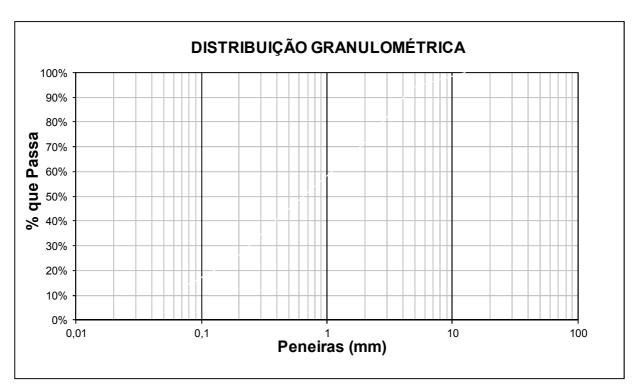




## **GRANULOMETRIA**

M	ıa	т	ρ	rı	ıa

Donoir	Peneiras Brita 1		Pó-de-pedra			Cal CH-I				
Pellella	15		DIILA I		ro-ue-peura			Cai CT-1		
n.	mm	Mat. Retido	Mat. Passa	% que	Mat. Retido	Mat. Passa	% que	Mat. Retido	Mat. Passa	% que
		Acumulado	Acumulado	passa	Acumulado	Acumulado	passa	Acumulado	Acumulado	passa
1"	25,4	0			0			0		
3/4"	19,1	0			0			0		
1/2"	12,5	666,30			0			0		,
4	4,76	2732,40			89,12			0		
10	2	2875,60		***************************************	423,61			0		0.000
40	0,42	2927,70		***	872,2			0		
80	0,177	2948,30			1139,7			16,5		
200	0,075	2961,90			1293,9			49,5		
Massa total		3000			1500			330		



Determinar: Diâmetro efetivo, Cu e Cc para cada curva As frações constituintes de cada material



# AULA 05 - DIRETRIZES PARA EXECUÇÃO DE SONDAGENS

Trado, Poços de Inspeção, Percursão, SPT e, Rotativa

#### 5.1 - SONDAGENS A TRADO

Trata-se da sondagem mais utilizada em pavimentação, normalmente em projetos de estruturas de pavimentos deseja-se saber os tipos de materiais existentes até a profundidade de 1,5 m, pois, profundidades maiores, a influência do peso próprio do material é preponderante à ação das cargas dos veículos.

#### 5.1.1 - Identificação

As sondagens a trado deverão ser identificadas pela sigla ST seguida de número indicativo. Em cada obra o número indicativo deverá ser sempre crescente, independentemente do local. Quando for necessária a execução de mais de um furo em um mesmo ponto de investigação, os furos subseqüentes terão a mesma numeração do primeiro furo acrescida das letras A, B, C, etc.

## 5.1.2 - Equipamentos

A empresa que irá realizaro a sondagem deverá fornecer os equipamentos para execução de sondagem até 15m de profundidade. No caso de mais de um equipamento operando numa mesma obra, é suficiente que apenas um deles tenha material (hastes prolongadoras) para atingir 15m, enquanto os demais poderão dispor de material para até 10m de profundidade.

Os equipamentos constarão dos seguintes elementos: trados manuais rotativos tipo caneco, com 4" e 6" de diâmetro - Figura 16, cavadeira manual articulada - Figura 17, hastes prolongadoras - Figura 18, luvas, medidor de nível d'água, metro, recipientes para amostras e ferramentas para a operação dos equipamentos.











Figura 16 - Tipos de trado manual

Figura 17 -Cavadeira manual articulada

Figura 18 - Trado manual com haste prolongadora

## 5.1.3 - Execução da sondagem

As sondagens deverão ser iniciadas após limpeza de uma área circular de cerca de 2 m de diâmetro, concêntrica ao furo a ser executado e abertura de um sulco ao seu redor que desvie as águas de enxurradas, no caso de chuva.

Inicialmente o furo deverá ser feito com a cavadeira manual articulada (Figura 7) até que a profundidade impossibilite o seu prosseguimento. Dá-se sequência ao furo com a utilização do trado manual (Figura 6). Conforme o avanço do furo adiciona-se hastes ao trado manual.

O material retirado do furo deverá ser depositado à sombra, em local ventilado, sobre uma lona ou tábua, de modo a evitar sua contaminação com solo superficial do terreno e a diminuição excessiva de umidade.

O material obtido deverá ser agrupado em montes dispostos segundo sua profundidade a cada metro perfurado. Quando houver mudança de característica do material no transcorrer de um metro perfurado, deverão ser preparados dois montes relativos aos materiais anterior e posterior à mudança.

O controle das profundidades dos furos deverá ser feito pela diferença entre o comprimento total das hastes com o trado e a sobra das hastes em relação à boca do furo.



No caso da sondagem atingir o lençol d'água, a sua profundidade será anotada. Quando ocorrer artesianismo<sup>5</sup> deve ser registrado uma avaliação da vazão de escoamento d'água ao nível do solo.

O nível d'água deverá ser medido todos os dias, antes do início dos trabalhos e na manhã seguinte após concluído o furo.

A sondagem a trado será dada por terminada nos seguintes casos:

- a. quando atingir a profundidade especificada na programação dos serviços;
- b. quando atingir o limite de 15m de profundidade;
- c. quando ocorrer desmoronamentos sucessivos da parede do furo;
- d. quando o avanço do trado for inferior a 5cm em 10 minutos de operação contínua de perfuração.

Quando o terreno for impenetrável ao trado devido à ocorrência de cascalho, matacões ou rocha, e houver interesse de se investigar melhor o local, a critério da Fiscalização, o furo deverá ser dado como terminado, sendo iniciado um novo furo (uma nova numeração), deslocado de cerca de 3,0m, para qualquer direção. Todas as tentativas deverão constar da apresentação final dos resultados.

Nos intervalos dos turnos de furação e nos períodos de espera para a medida final do nível d'água, o furo deverá permanecer com uma tampa e protegido da entrada de água de chuva.

Todos os furos deverão ser totalmente preenchidos com solo após o seu término, deixando-se cravada no local uma estaca com a sua identificação. Nos furos que alcançaram o nível d'água, essa operação será feita após a última medida de N.A.

#### 5.1.4 - Amostragem

Quando o material perfurado for homogêneo, as amostras deverão ser coletadas a cada metro, salvo orientação em contrário da Fiscalização. Se houver mudanças no transcorrer do metro perfurado, deverão ser coletadas tantas amostras quantos forem os diferentes tipos de materiais.

Uma boa identificação das consistem em por duas etiquetas, uma externa e outra interna ao recipiente de amostragem, onde constem:

- nome da obra;
- nome do local:
- número do furo;
- intervalo de profundidade da amostra;
- data da coleta.

\_

<sup>&</sup>lt;sup>5</sup> Artesianismo – também denominado de poço artesiano jorrante. A água é jorrada do subsolo naturalmente, sem a necessidade de equipamentos para sua retirada. Em muitos casos a pressão da água nas camadas confinadas do subsolo é tal que quando perfurada a água é empurrada além da superfície, dando origem a poços artesianos. Quando se necessita de equipamentos para a retirada da água, diz-se poços semi-artesianos.



As amostras para ensaios geotécnicos deverão ser acondicionadas em sacos, imediatamente após terem sido retiradas do furo, a cada metro de furo. As anotações de identificação deverão ser feitas em papel resistente de forma a não tornar-se inlegígel com o manuseio das amostras.

Antes de colocar a amostra em cada saco, deve-se coleta-se 100g em recipiente de tampa hermética, parafinada ou selada com fita colante para determinação de umidade natural. Em seguida coleta-se quantidade especificada pela empresa contratante, em sacos de lona ou plásticos com barbante, para os demais ensaios geotécnicos.

Para estudos geológicos as amostras poderão ser coletadas após a conclusão do furo. Coleta-se uma ou mais amostras por metro de furo, dependendo da homogeneidade do material atravessado. As amostras, quantidade especificada pela empresa contratante, serão acondicionadas em recipiente rígido ou saco plástico transparente. O material retirado dos últimos centímetros do furo deverá constituir-se em uma amostra.

Todo material coletado deverá permanecer guardado à sombra, em local ventilado, até o final da jornada diária, quando será transportado para o local indicado pela Fiscalização, na obra.

#### 5.1.5 - Apresentação dos resultados

Salvo exigências da empresa contratante, o relatório preliminar, caso sejam necessários, de cada sondagem a trado deverá ser apresentado constando os seguintes itens:

- nome da obra e interessado:
- identificação e localização do furo;
- diâmetro da sondagem;
- cota, se fornecida pela Fiscalização;
- data da execução;
- tipo e profundidade das amostras coletadas;
- motivo da paralisação;
- medidas de nível d'água com data, hora e profundidade do furo por ocasião da medida. No caso de não ser atingido o nível d'água deve-se anotar as palavras "furo seco".

Os resultados finais de cada sondagem a trado deverão ser apresentados em forma de relatórios, na forma de perfis individuais na escala conforme especificação da empresa contratante juntamente com a classificação geotécnica visual dos materiais.

Contam ainda do relatório final a localização, tempo gasto, totais de furos executados e de metros perfurados, bem como outras informações de interesse e conhecimento da empreiteira e planta de localização das sondagens ou, na sua falta, esboço com distâncias aproximadas e amarração.



# 5.2 - POÇOS DE INSPEÇÃO EM SOLOS

Este tipo de sondagem é utilizado para se verificar a descrição do perfil ao longo de toda a extensão do poço. Normalmente, são abertas trincheiras, ou seja, poços de inspeção longitudinais. Nesses tipos de poços pode-se constatar eventuais dobras na ocorrências dos solos. Os poços também sõo destinados para retiradas de amostras indeformadas, destinadas a ensaios geotécnicos.

# 5.2.1. - Identificação

As sondagens por meio de poços de inspeção deverão ser identificadas pela sigla P seguida de número indicativo. Em cada obra o número indicativo deverá ser sempre crescente, independentemente do local, fase ou objetivo da sondagem.

#### 5.2.2. - Equipamento

Compete a empresa executora o fornecimento de equipamento para execução de poços de inspeção de até 20m de profundidade, em solos coesivos acima do nível d'água.

Os equipamentos deverão constar dos seguintes elementos, enxadão, picareta, pá, sarilho Figuras 19 e 20, corda e balde. A corda e o sarilho deverão ser suficientemente resistentes para suportar com segurança o peso de um homem. Na Figura 21 mostra-se um poço de sondagem em forma quadrada.



Figura 19 - Sarilho

Figura 20 - Sarilho



Figura 21 - Poço de sondagem

## 5.2.3. - Execução

O poço deverá ser iniciado após limpeza superficial de uma área de 4,0 m X 4,0 m e construção de uma cerca de madeira pintada ou com fios de arame farpado no perímetro da área limpa. Ao redor da área cercada deverá ser aberto um sulco de drenagem, que evite a entrada de enxurradas no poço.

instalado em poço

O diâmetro mínimo do poço a ser aberto será 1,10m. A sua forma deverá ser de preferência circular, para maior segurança e rendimento.

A empreiteira deverá manter uma corda de reserva estendida junto à parede do poço e firmemente fixada na superfície do terreno durante a fase de execução e descrição. Nas paredes do



poço deverão ser escavados degraus, dispostos segundo duas fileiras diametralmente opostas que facilitem escalar o poço com o auxílio da corda de reserva.

Nos casos de terrenos instáveis os poços deverão ser escorados (revestimento) Figura 22. Para facilitar a aplicação do escoramento a seção do poço poderá ser quadrada.



Figura 22 - Poço (trincheira) com revestimento em madeira

O escoramento deverá ter aberturas retangulares, verticais, com largura mínima de 10cm, dispostas nas paredes do poço de maneira a permitirem o exame de toda a sequência vertical do terreno.

Caberá única e exclusivamente ao Empreiteiro a responsabilidade de verificar a estabilidade das paredes dos poços em execução, interrompendo os trabalhos de escavação tão logo sejam verificados indícios de desmoronamento que coloque em risco a integridade dos trabalhadores. A Fiscalização opinará sobre a necessidade de dar continuidade ao poço, no caso de insegurança para o trabalho. Se seu aprofundamento for necessário o escoramento será feito pela própria Empreiteira com base em sua experiência neste tipo de serviço.

Todo o solo retirado do poço deverá ser depositado em sequência ao seu redor, de maneira a formar anéis em "caracol" onde a distribuição vertical dos materiais atravessados fique reproduzida, sem escala. No caso do poço atingir o lençol d'água a sua profundidade será anotada. Quando ocorrer artesianismo deverá ser anotado uma avaliação da vazão de escoamento ao nível do terreno. O nível d'água deverá ser medido todos os dias antes do início dos trabalhos e na manhã seguinte após a conclusão do poço.

Nos poços feitos em terrenos sedimentares recentes, ricos em matéria orgânica, deverá ser providenciada ventilação forçada no fundo do poço, de maneira a expulsar eventuais emanações de gás letal. Nessas condições, os trabalhadores deverão utilizar máscaras contra gases.

No término de cada jornada de trabalho, a boca do poço deverá ser coberta por uma tampa de madeira apoiada sobre um cordão de solo, que impeça a entrada de águas pluviais e animais no poço.

O poço será considerado concluído nos seguintes casos:

- quando atingir a cota prevista pela programação dos trabalhos;
- quando houver insegurança para o trabalho;
- quando ocorrer infiltração d'água acentuada que torne pouco produtiva as operações de escavação e esgotamento d'água com o balde;
  - quando ocorrer no fundo do poço material não escavável por processos manuais.



O poço deverá ser totalmente preenchido com solo após seu término. Por solicitação da Fiscalização esta operação poderá ser adiada até o término do último poço a ser executado na obra pela Empreiteira. No local do poço será cravada uma tabuleta com os seguintes dados:

- número do poço;
- profundidade;
- cota e amarração (se fornecidos).

## 5.2.4. - Amostragem

As <u>amostras deformadas</u> deverão ser coletadas a cada metro perfurado em material homogêneo, salvo orientação em contrário da Fiscalização. Se ocorrer mudanças no transcurso de um metro perfurado, deverão ser coletadas tantas amostras quantos forem os diferentes tipos de materiais. As amostras serão identificadas por duas etiquetas, uma externa e outra interna ao recipiente de amostragem, onde deve constar:

- nome da obra;
- nome do local;
- número do poço;
- intervalo de profundidade da amostra;
- data da coleta.

As amostras serão coletadas do material retirado à medida que o poço avança, não sendo permitida a amostragem por raspagem da parede do poço após sua conclusão. As anotações deverão ser feitas em etiquetas, sendo essas protegidas de destruição com o manuseio das amostras. As amostras deverão ser colocadas sem demora em dois recipientes: um, de tampa hermética parafinada ou selada com fita colante, com aproximadamente 100g de material e outro, de lona ou plástico com barbante, com quantidade especificada pela contratante. Deverão permanecer guardadas à sombra, em local ventilado, até o final da jornada diária, quando serão transportadas para o local indicado pela Fiscalização, na obra.

As profundidades para coleta das <u>amostras indeformadas</u> deverão ser determinadas pela equipe técnica que acompanha a obra. Caso não exista esta determinação, as amostras deverão ser coletadas a cada dois metros e cada vez que ocorrer mudança de material. As amostras indeformadas serão constituídas de cubos de solo não deformado, com arestas de 0,30m de dimensão mínima, coletados da seguinte maneira:

Quando o fundo do poço se encontrar à cerca de cinco centímetros da profundidade a ser amostrada, deverá ser iniciada a talhagem cuidadosa do cubo a ser coletado através da remoção do solo que o circunda. Talhado o bloco, sem seccioná-lo do fundo do poço, suas faces (com dimensões próximas de 0,30 cm de aresta) deverão receber uma delgada camada de parafina, aplicada com pincel. Quando necessário o bloco poderá ser envolvido ou reforçado ao longo dessas arestas, com talagarça (saco de estopa)

Após a operação anteriormente descrita, envolve-se a amostra com uma forma quadrada de madeira aparafusada, de 0,34m de dimensão interna, sendo essa forma sem fundo e sem tampa.



Colocada a forma e bem vedada seu contacto com o solo que ladeia a amostra, despeja-se parafina líquida nos vazios da forma e na face superior do bloco. Após o endurecimento da parafina, fixa-se o fundo da forma às laterasi da forma e secciona-se cuidadosamente o bloco pela sua base, regularizando-se e parafinando-se a mesma. O bloco deve ser retirado do poço com a forma e, após a remoção desta, cola-se numa das faces do bloco uma etiqueta que deve constar os seguintes dados:

- nome da obra;
- local:
- número do poço;
- profundidade do topo e base da amostra;
- data:
- cota da boca do poço;
- operador;
- orientação espacial.

Toda a operação até aqui descrita deve ser efetuada no menor tempo possível, ao abrigo de luz solar direta, não sendo permitida nenhuma paralisação durante o processo. As amostras coletadas deverão permanecer guardadas à sombra, em local ventilado, até o final da jornada diária, quando serão transportadas com o máximo cuidado, sem choques ou vibrações, até o local indicado pela Fiscalização, na obra.

#### 5.2.5 - Apresentação dos resultados

O relatório preliminar da sondagem, caso seja necessário, de cada poço de inspeção deverá ser apresentado constando os seguintes itens:

- nome da obra e Interessado:
- identificação e localização do poço;
- forma e dimensões;
- cota da boca, se fornecida pela Fiscalização;
- data da execução;
- tipo e profundidade das amostras coletadas;
- motivo da paralisação;
- medidas de nível d'água com data, hora e profundidade do poço na ocasião da medida. No caso de não ser atingido o nível d'água deve-se anotar as palavras "poço seco".

O relatório final da sondagem deverá constar: perfis individuais com a classificação geotécnica visual dos materiais atravessados, suas estruturas, resistências, etc.. No relatório ainda devem constar, texto explicativo com localização, tempo gasto, número de poços executados, total de metros perfurados, bem como outras informações de interesse e conhecimento da Empreiteira e, planta de localização dos poços ou, na sua falta, esboço com distâncias aproximadas e amarração.



## 5.3 - SONDAGENS DE SOLOS A PERCUSSÃO

Esse tipo de sondagem consiste no simples reconhecimento dos tipos de solos e das respectivas espessuras de cada camada de um terreno.

### 5.3.1 - Identificação

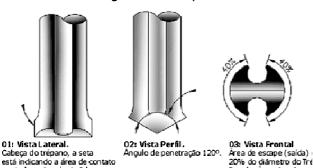
As sondagens a percussão deverão ser identificadas pela sigla SP seguida de número indicativo. Em cada obra o número indicativo deverá ser sempre crescente, independentemente do local, fase ou objetivo da sondagem. Quando for necessária a execução de mais de um furo num mesmo ponto de investigação, os furos subseqüentes terão a mesma numeração do primeiro, acrescida das letras A, B, C, etc. No caso de prosseguimento da sondagem pelo método rotativo, a mesma deverá ser denominada com a sigla e número das sondagens rotativas.

#### 5.3.2 - Equipamento

A empresa executora deverá fornecer equipamento para execução de sondagens de até 40 m de profundidade. O equipamento constará dos seguintes elementos: tripé ou equivalente, hastes, tubos de revestimento, barriletes amostradores (Figura 23), martelo para cravação do barrilete, bomba d'água, baldinho com válvula de pé, trépano de lavagem (Figura 25), motor com guincho e/ou macacos e/ou saca tubos, medidor de nível d'água, trado cavadeira, trado espiral e ferramentas necessárias à operação.



Figura 23 - Tripé



com 80% do diâmetro.

Figura 25 - Ferramenta de perfuração Trépano



Figura 24 - Amostra extraída do barrilete amostrador

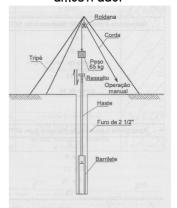


Figura 26 - Esquema de umfuro de sondagem à percursão



O diâmetro dos trados deverão ser aproximadamente 5 milímetros inferior ao do diâmetro externo do revestimento utilizado. Na Figura 24 mostra-se detalhe das amostras estraídas pelo barrilete amostrador.

As hastes condutoras do barrilete deverão ser de tubo reto de 1" de diâmetro interno e parede espessa, com roscas (com fios quadrados) que permitam firme conexão com as luvas, e peso de aproximadamente 3,0kg por metro linear.

As peças de avanço da sondagem deverão permitir a abertura de um furo com diâmetro mínimo de 2 1/2" (Figura 26).

### 5.3.3 - Execução da sondagem

Inicialmente deve ser feita a limpeza de uma área que permita o desenvolvimento de todas as operações sem obstáculos e aberto um sulco ao seu redor para impedir, no caso de chuva, o aporte de enxurrada. Quando for necessária a construção de uma plataforma, a mesma deverá ser totalmente assoalhada e cobrir, no mínimo, a área delimitada pelos pontos de fixação do tripé.

As sondagens deverão ser iniciadas utilizando-se do cavadeira manual articulada até onde possível.

Tomando-se impossível a perfuração a trado cavadeira o avanço será feito utilizando-se trado espiral.

No caso de ser atingido o nível d'água ou guando o avanço do trado espiral for inferior a 5 cm em 10 minutos de operação contínua de perfuração, poderá passar-se para o método de percussão com circulação de água (lavagem). Para tanto é obrigatória a cravação do revestimento.

Quando o avanço do furo se faz por lavagem<sup>6</sup> Figura 27, deve-se erquer o sistema de circulação d'áqua (o que equivale a elevar o trépano) da altura de aproximadamente 0,3 m e durante sua queda deve ser manualmente imprimido um movimento de rotação no hastearnento.

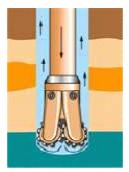


Figura 27 - Sentido da circulação de lavagem

Os detritos pesados que não são carreados com a circulação d'água, deverão ser retirados com o baldinho com válvula de pé.

Prof. Dr. Edson de Moura

<sup>6</sup> Na operação por lavagem é comum utilizar lama bentonítica (adição de bentonita à água) de forma a aumentar densidade da água e propiciar um melhor carreamento das partículas em suspensão.



O controle das profundidades do furo, com precisão de 1 (um) centímetro, deverá ser feito pela diferença entre o comprimento total das hastes com a peça de perfuração e a sobra das mesmas em relação a um nível de referência fixado junto à boca do furo.

No caso da sondagem atingir o lençol d'água, a sua profundidade será anotada. Quando ocorrer artesianismo deve ser anotado a altura máxima de elevação d'água no revestimento e a medida da vazão, com o respectivo nível dinâmico.

O nível d'água ou as características do artesianismo deverão ser medidos todos os dias antes do início dos trabalhos e na manhã seguinte após a conclusão da sondagem.

A sondagem a percussão será dada por terminada nos seguintes casos:

- a) quando atingir a profundidade especificada na programação dos serviços;
- b) quando atingir o limite de 40m de profundidade;
- c) quando ocorrer a condição de impenetrabilidade;
- d) quando estiver prevista sua continuação pelo processo rotativo e for as atingida condições do item anterior.

Salvo especificação em contrário, imediatamente após a última leitura do nível d'água, ou término de furo seco, o mesmo deverá ser totalmente preenchido com solo, deixando-se cravada ao seu lado uma estaca com a identificação da sondagem.

A apresentação do relatório segue o mesmo padrão exposto na sondagem a trado e poços de inspeção.



## 5.4 - STANDARD PENETRATION TEST (SPT)

Esse tipo de sondagem assemelha-se a sondagem à percursão descrito no item 5.3. Difere-se basicamente na padronagem dos equipamentos e principalmente no fato que a sondagem SPT é um índice de resistência à penetração do solo.

O ensaio de penetração de acordo com o método Standard Penetration Test (SPT), que é um parâmetro de resistência, deverá ser medido a cada metro, a partir de 1,0m de profundidade.

As dimensões e detalhes construtivos do penetrômetro SPT deverão estar rigorosamente de acordo com a norma NBR-6484 (ABNT). O hasteamento a ser usado é o mesmo indicado para a sondagem a percursão.

O ensaio de penetração consistirá na cravação do barrilete amostrador, através do impacto, sobre a composição do hasteamento de um martelo de 65,0kg caindo livremente de uma altura de 75cm. O martelo para cravação do amostrador deverá ser erguido manualmente, com auxílio de uma corda e polia fixa no tripé. É vedado o emprego de cabo de aço para erguer o martelo. A queda do martelo deverá se dar verticalmente sobre a composição, com a menor dissipação de energia possível. O martelo deverá possuir uma haste guia onde deverá estar claramente assinalada a altura de 75cm.

O barrilete deverá ser apoiado suavemente no fundo do furo, assegurando-se que sua extremidade se encontre na cota desejada e que as conexões entre as hastes estejam firmes e retilíneas. A ponteira do amostrador não poderá estar fraturada ou amassada.

Colocado o barrilete no fundo, deverão ser assinalados com giz, na porção de haste que permanece fora do revestimento, três trechos de 15,0 cm cada. A seguir, o martelo deverá ser suavemente apoiado sobre a composição de hastes anotando-se a eventual penetração observada.

Não tendo ocorrido penetração igual ou maior do que 45cm no procedimento acima, inicia-se a cravação do barrilete através da queda do martelo. Cada queda do martelo corresponderá a um golpe e serão aplicados tantos golpes quantos forem necessários à cravação de 45cm do amostrador, atendida a limitação do número de golpes indicada adiante. Deverão ser anotados o número de golpes e a penetração em centímetros para a cravação de cada terço do barrilete, ou o número de golpes e a penetração respectiva.

O valor da resistência à penetração consistirá no número de golpes necessários à cravação dos 30,0 cm finais do barrilete.

A cravação do barrilete será interrompida quando se obtiver penetração inferior a 5,0 cm durante 10 golpes consecutivos, não se computando os cinco primeiros golpes do teste. O número máximo de golpes num mesmo ensaio será de 50. Nestas condições o terreno será considerado impenetrável ao SPT.

Atingidas as condições definidas anteriormente, os ensaios de penetração serão suspensos, sendo reiniciados quando, em qualquer profundidade, voltar a ocorrer material susceptível de ser submetido a este tipo de ensaio.



#### 5.4.1 - Amostragem

As amostras deverão ser representativas dos materiais atravessados e livres de contaminação. As amostras a serem obtidas nas sondagens a percussão serão dos seguintes tipos:

Amostras de barrilete amostrador SPT, com cerca de 250g, constituídas pela parte inferior do material obtido no amostrador. Sempre que possível a amostra do barrilete deverá ser acondicionada mantendo-se intactos os cilindros de solo obtidos (Figura 14).

Amostras de lavagem, com cerca de 500g, obtida pela decantação da água de circulação, em recipiente com capacidade mínima de 10 litros. Neste processo de amostragem é vedada a prática de coleta do material acumulada durante o avanço da sondagem, em recipiente colocado junto à saída da água de circulação.

Amostras de baldinho de pé, com cerca de 500g, constituídas por material obtido no baldinho com válvula de pé.

Excetuando-se as amostras de barrilete, deverá ser coletada, no mínimo, uma amostra para cada metro perfurado. Se ocorrer mudanças no transcorrer do metro perfurado, deverão ser coletadas tantas amostras quantos forem os diferentes tipos de materiais.

As amostras serão acondicionadas em caixas de madeira. As caixas deverão ser providas de tampa. Na tampa e num dos lados da caixa, deverão ser anotados com tinta indelével os seguintes dados:

- número do furo:
- nome da obra;
- local;
- número da caixa /o número de caixas do furo.

Quando a sondagem a percussão for seguida por sondagem rotativa, deverá ser utilizada caixa de amostra apropriada para o diâmetro da sondagem rotativa programada.

As amostras serão coletadas desde o início do furo e acondicionadas na caixa, com separação física com peças (tacos) de madeira, pregadas longitudinalmente. A sequência de colocação das amostras na caixa será de forma que descreva sequencialmente a profundidade do furo.

A profundidade de cada trecho amostrado será anotada, com caneta esferográfica ou tinta indelével, na peça física divisora das amostras.

Cada metro perfurado, com exceção do primeiro, deverá estar representado na caixa de amostra por duas porções de material separadas por tacos de madeira: a primeira com a amostra de penetrômetro e a segunda com amostra de trado, lavagem ou baldinho.

Não havendo recuperação de material no barrilete, no local da amostra deverá ser colocado uma identificação com as palavras "não recuperou".



A cada ensaio de penetração (1,0 m penetrado), cerca de 100g da amostra do barrilete deverá ser imediatamente acondicionada em recipiente de vidro ou plástico rígido, com tampa hermética, parafinada ou selada com fita colante. Esta amostra deverá ser identificada:

- nome da obra;
- nome do local:
- número da sondagem;
- número da amostra;
- profundidade da amostra;
- número de golpes e penetração do ensaio;
- data:
- operador.

Estes recipientes deverão ser acondicionados em caixas apropriadas para transporte ou, de preferência, na caixa especificada em norma.

As caixas de amostras deverão permanecer guardadas à sombra, em local ventilado, até o final da sondagem, quando serão transportadas.para o local indicado pela Fiscalização, na obra.

#### 5.4.2 - Apresentação dos resultados

Os resultados preliminares de cada sondagem a percussão deverão ser apresentados, conforme especificado em proposta contendo:

- nome da obra e Interessado;
- identificação e localização do furo;
- diâmetro da sondagem e método de perfuração;
- cota, se fornecida pela Fiscalização;
- data da execução;
- nome do sondador e da firma;
- tabela com leituras de nível d'água, com: data, hora, nível d'água, profundidade do furo, profundidade do revestimento e observações sobre eventuais fugas d'água, artesianismo, etc.
- no caso de não ter sido atingido o nível d'água, deverão constar no boletim as palavras "furo seco";
- resultados dos ensaios de penetração, com o número de golpes e avanço em centímetros para cada terço de penetração do amostrador;
- resultados dos ensaios de lavagem, com o intervalo ensaiado, avanço em centímetros e tempo de operação da peça de lavagem;
- resultados dos ensaios de infiltração, com o processo utilizado, posição da boca inferior e superior do revestimento, profundidade do furo, diâmetro do revestimento e medidas de absorção d'água feitas a cada minuto, com a respectiva unidade;
- indicação das anomalias observadas;
- confirmação do preenchimento do furo ou motivo do seu não preenchimento;
- motivo da paralisação do furo;
- visto do encarregado da Empreiteira na obra.



Os resultados finais de cada sondagem a percussão deverão ser apresentados na forma de perfis individuais, onde conste, calculados e colocados em gráfico quando for o caso, a classificação geológica e geotécnica dos materiais atravessados, feita por geólogo ou técnico cujo nome e assinatura deverão constar no perfil.

Após o término do último furo da campanha programada, deverão ser entregues:

- a) relatório e,
- b) planta de localização das sondagens.

## 5.4.3 - Resistência SPT

Compacidade, conforme definido no item 4.6, associa-se a resistência à penetração SPT para materiais de características arenosas, os estados de fofa a compacta descritos na tabela 03.

Tabela 3 - Compacidade x SPT

Resistência à penetração (número N do SPT)	Compacidade
0 α 4	Muito fofa
5α8	Fofa
9 a 18	Compaciade média
19 a 40	Compacta
<b>&gt;</b> 40	Muito compacta

Para materiais finos (argila e siltes) associa-se o estado quanto a consistência. Da mesma forma para as areia, pode-se determinar a consistência de solos finos pela resistência à penetração do barrilete amostrador do SPT. Apresentam-se na Tabela 04 as consistências de mole à dura correlatos ao número de SPT.

Tabela 4 - Consistência x SPT

Resistência à penetração (número N do SPT)	Consistência
< 2	Muito mole
3 a 5	Mole
6 a 10	Consistência média
11 a 19	Rija
<b>&gt;</b> 20	Dura

Na Figura 28 é sugerido folha de registro de levantaemnto de um perfil de sondagem SPT descrevendo a cota e a profundidade (m), a ocorrência de N.A., o número de golpes SPT, a descriçãodo material extraído do furo e a convenção de identificação do material.

Já na Figura 29 expõe-se um perfil esquemático das camadas do solo a partir de três furos de sondagem. Ambas as figuras foram extraídas do livro do prof. Dr. Carlos Souza Pinto.



Cota (m)	Profund. (m)	N. A.	SPT	Descrição	Convenção
781,0	0	ellening Lateri	8 11	Areia fina, média e grossa, argilosa e siltosa, amarela	16 10 1
er pro- tesent b. teb	2,0 - 5,0 -	egg or	7 9 8	Argila siltosa, pouco arenosa, consistência média, variegada	1=1:1=1:1=
775,0	Makin meen	- 8,0	21 17 15	Argila siltosa, pouco arenosa, consistência rija, amarela e cinza	1=1:  =1:11  =
og o gi satus a	- 8,0 -	= 11	20	Areia fina e média, pouco argilosa, compacta, cinza amarelada	1. 1. 4 . 1.
770,0	10,0 -	ai karb pinas pinasa	41 48 61 57 58	Argila siltosa, pouco arenosa,	/-/-/
765,0	24.0		30/15 30/14 30/12 30/14 30/10 30/11	dura, cor variegada	f=/=
760,0	- 21,0 - - 22,0 -	- 22,30	Lavagem	Limonita (concreções)	123111
era du mondo can can can	i dincia d Istancia		30/16 30/12 30/8	Areia fina e média, com algumas lentes de limonita, siltosa, compacta, amarela	1 = 1 = 1
755,0	- 26,0	ories o	Lavagem	e vermelha	

Figura 28 - Folha de ensaio de levantamento de um perfí de sondagem SPT

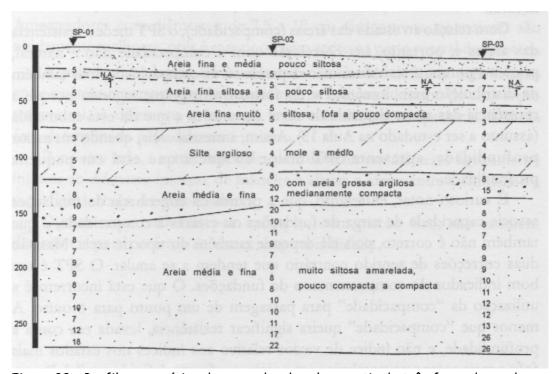


Figura 29 - Perfil esquemático das camadas do solo a partir de três furos de sondagem



#### 5.5 - SONDAGENS ROTATIVAS

Nesse tipo de sondagem é basicamente utilizada para materiais de 3ª.categoria (rochas), é muito utilizada em perfuração em poços petrlíferos, podendo atingir quiômetros de profundidade como exemplo a camada do pré-sal onde foi perfurado profundidades superiores a 3 km.

#### 5.5.1 - Identificação

As sondagens rotativas serão identificadas pela sigla SR seguidas de número indicativo. Em cada obra o número indicado deverá ser sempre crescente, independentemente do local, fase ou objetivo da sondagem. Quando for necessária a execução de mais de um furo num mesmo ponto de investigação, os furos subseqüentes terão a mesma numeração do primeiro, acrescida das letras A, B, C, etc.

#### 5.5.2 - Equipamento

O equipamento padrão deverá constar, sonda propriamente dita com motor a combustão interna ou elétrico (Figura 30), bomba d'água, guincho, ferramentas, tubos de revestimento, coroas, luvas alargadoras, hastes, barriletes, caixas apropriadas para os testemunhos (Figura 31), obturadores de borracha e demais acessórios necessários à execução de sondagens rotativas, além dos equipamentos exigidos para sondagem a percussão, conforne relação do item 5.3.



Figura 30 - Sonda rotativa

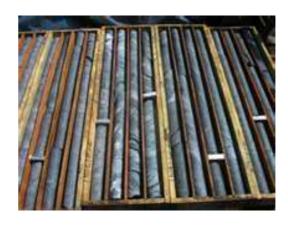


Figura 31 - Retentores de testemunhos

## 5.5.3 - Execução da Sondagem

Em terreno seco, a sondagem deverá ser iniciada após a limpeza de uma área que permita o desenvolvimento de todas as operações sem obstáculos, a abertura de um sulco ao seu redor para impedir, no caso de chuva, a entrada de enxurrada e a ancoragem firma a sonda no solo, de maneira minimizar a transmissão de suas vibrações para a composição de sondagem.

Em terreno alagado ou coberto por lâmina d'água de grande espessura, a sondagem deverá ser feita a partir de plataforma fixa ou flutuante firmemente ancorada, totalmente assoalhada, que cubra,



no mínimo, a área delimitada pelos pontos de apoio do tripé, ou um raio de 1,5m contados a partir dos contornos do conjunto motor-sonda.

Quando ocorrer solo no local do furo, a sondagem deverá ser feita com medidas de SPT a cada metro, até serem atingidas as condições definidas no item 5.4.

Para o avanço da sondagem neste trecho, que para efeitos de custos será considerada como sondagem à percussão, é facultada a utilização do processo rotativo em substituição aos processos normais de avanço da sondagem à percussão. Neste caso, o barrilete e a coroa da sonda rotativa avançarão à seco até o nível d'áqua e com circulação d'áqua abaixo dele.

À Empreiteira caberá, com anuência da Fiscalização empregar todos os recursos da sondagem rotativa, tais como perfuração cuidadosa, manobras curtas, coroas e barriletes especiais, lama bentonítica, etc., de maneira assegurar a recuperação de todos os materiais atravessados. A seqüência de diâmetros a ser utilizada deverá ser estabelecida pela Fiscalização e somente poderá ser alterada mediante sua autorização, por comprovada necessidade técnica.

Quando no avanço da sondagem rotativa ocorrer 0,5 m de material mole ou incoerente, deverá ser executado um ensaio de penetração SPT, seguido de outros a intervalos de 1,0 m até serem atingidas novamente, as condições do item 5.4. Tão logo o material volte a ser coerente a manobra de avanço deverá ser interrompida para retirada da amostra.

O controle de profundidade do furo, com precisão de 1 (um) centímetro, deverá ser feito pela diferença entre o comprimento total das hastes com a peça de perfuração e a sobra das mesmas em relação a um nível de referência fixado junto à boca do furo.

No caso da sondagem atingir o lençol d'água a sua profundidade será anotada. Quando ocorrer artesianismo deve ser anotado a altura máxima de elevação d'água no revestimento e a medida da vazão, com o respectivo nível dinâmico, quando o revestimento é seccionado.

O nível d'água ou as características do artesianismo deverão ser medidos todos os dias antes do início dos trabalhos e na manhã seguinte após a conclusão da sondagem.

Salvo orientação em contrário, imediatamente após a última leitura de nível d'água, ou término de furo seco, o mesmo deverá ser totalmente preenchido, deixando-se cravada ao seu lado uma estaca com a identificação da sondagem. Nos furos em sítios de barragens o preenchimento deverá ser feito com calda grossa de cimento, vertida no fundo do furo com auxílio de um tubo, que será levantado à medida que o furo for sendo preenchido. Nos demais furos o preenchimento será feito com solo, ao longo de toda sua profundidade.

Texto extraído das Diretrizes Para Execução de Sondagens - 2ª. Tentativa, ABGE - Associação Brasileira de Geologia e Engenharia, Boletim 03 (1977)

#### Questionário

- 1. Qual tipo de sondagem é o mais empregado em pavimentação, por quê?
- 2. Quais as principais finalidades da realização da sondagem de poços de inspeção?
- 3. O que caracteriza uma sondagem a percussão?



- 4. O que significa as siglas SPT?
- 5. Um resultado de SPT = 15 o que significa?
- 6. Um resultado de SPT = 47/10 o que significa?
- 7. Por que a sondagem a trado para pavimentação é conduzida até a profundidade de 1,5 m abaixo do greide?
- 8. Para ensaios geotécnicos de laboratório quais as características que a amostra de solo deve possuir e qual tipo de sondagem se obtêm esse material para análise?
  - 9. Qual principal parâmetro se obtém com a sondagem SPT?
  - 10. Qual o critério de parada para as sondagens: à trado e SPT?
- 11. Em que condição opta-se pela sondagem rotativa durante a realização de uma sondagem tipo SPT?
  - 12. O que é trépano?
  - 13. Quando se utiliza a sondagem rotativa?



# AULA 6 - COMPACTAÇÃO DE SOLOS

Podemos definir como compactação de solos o processo manual ou mecânico que visa reduzir o volume de vazios de ar e assim, aumentar a resistência, tornando-o mais estável.

Segundo Vargas (1977), compactação é o processo no qual se comunica ao solo estabilidade, para tanto, ocorre o aumento da densidade aparente e, por conseguinte, aumento de resistência. Estabilidade se refere à permanência de certo nível de resistência independentemente das variações climáticas, de tal modo que a estrutura não sofra ruptura ou danos significativos.

Utiliza-se a compactação de solos na construção de aterros e da estrutura do pavimento propriamente dita. Com a compactação pode-se utilizar imediatamente o solo estruturalmente. Os benefícios apresentam-se em vários aspectos: resistência já mencionada, permeabilidade, compressibilidade e também a absorção de água.

Porter em experiências no final da década de 1920 pôde constatar que ocorria uma redução nos poros do solo quando compactado, que, por conseguinte, um aumento no peso específico aparente. Observou que esse aumento de peso específico aparente ocorria com o aumento do teor de umidade e que após certo teor de umidade o peso específico máximo aparente passava a diminuir.

#### 6.1 - Curva de compactação proctor

Proctor (1933) desenvolveu o procedimento laboratorial de compactação, denominado de Ensaio de Proctor, que foi padronizado pela AASHO. O ensaio consiste em compactar o solo em três camadas em um cilindro de 1000 cm³, com vinte e cinco golpes por camada de um soquete de massa de 5lbs, altura de queda de 1 pé = 30,5 cm e 2" de diâmetro. Nessas condições de compactação é denominada de Energia Normal.

Plotando-se as umidades de moldagem e os respectivos pesos específicos aparente seco têm-se a curva de compactação. Conforme a combinação dos tipos de moldes, 1.000 cm3 ou 2.000 cm3, tipo de soquete leve pesado e também quanto ao número de camadas e ao número de golpes por camada, temos outros dois níveis de energia: intermediária e modificada, (Figura 32).

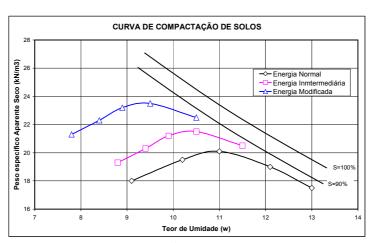


Figura 32 - Curva de Compactação



Através dessa curva, extraem-se dois parâmetros: umidade ótima e peso específico aparente seco máximo.

As variáveis que caracterizam os tipos de energia estão apresentadas na Tabela 5.

Tabela 5 - Energia de compactação e características dos moldes e soquetes

Energia de	Peso do	Altura de queda	Número de	Número de	Volume do
Compactação	soquete (kg)	do soquete (cm)	camadas	Golpes	molde (cm³)
Normal	2,5	30,5	3	26	1000
Intermediária	4,5	45,0	5	26	2000
Modificada	4,5	45,0	5	55	2000

Norma ABNT NBR 7182/86 e DNIT MF 129/94

Estão apresentados na Figura 33 os moldes e os soquetes utilizados nos ensaio de compactação e mostrados na Tabela 05.



Figura 33 - Equipamentos utilizados moldes e soquetes

## 6.2 - Saturação

Conforme apresentado na Figura 20 temos as curvas de saturação 5 para 100% e 90%. Parâmetro considerado para avaliar o grau de saturação do volume de vazios. A curva de saturação é obtida a partir da determinação da massa específica aparente seca pela Equação 4.

$$\gamma_S = 1 \div ((1 \div \delta) + (w \div S)) \tag{4}$$

Onde:  $\gamma s = \text{massa especifica aparente seca } (q/\text{cm}^3)$ 

 $\delta$  = peso específico dos grãos (kN/m<sup>3</sup>)

w = umidade (%)

5 = grau de saturação (%)

Apresenta-se na Figura 34, folha de ensaio padrão para determinação do ensaio de compactação.

Bibliografia

VARGAS, M. Introdução À Mecânica dos Solos. São Paulo, Ed. McGraw-Hill, 1977.

CAPUTO. Mecânica dos solos e suas Aplicações. Rio de Janeiro, Ed. Livros Técnicos e Científicos Editora S/A.



# ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO DE SOLOS - PROCTOR

	Aluno		n. matr.					Data _	/_/			
Proct	oi Elleigia			Vol. do cilindro =cm <sup>3</sup>			Peso do cilindro=				g	
			Nún	Número de golpes por camada					Γipo de s	soquete _		
					(	COMPA	ACTAÇ	ÃO				
Água A	Adicionada (	ml)										
Peso d	lo solo úmido	+ cilindre	o (g)									
Peso d	lo solo úmido	(g)										
Peso e	sp. aparente ú	imido (g/o	cm <sup>3</sup> )									
Peso e	sp. aparente s	eco (g/cr	n <sup>3</sup> )									
						UM	IDADE					
Cápsu	la (n )											
	la + Peso da a	ımostra úı	nida									+
	la + Peso da a											+
	a água (g)											†
	la amostra sec	a (g)										
	a cápsula (g)											
Umida	ide w (%)											
				CU	JRVA	DE C	OMPA	CTAÇ	CÃO			
m <sup>3</sup>												
3/g												
0												
Sec												
ď												
specífico Ap. Seco (g/cm³)												
iico												
ecí												
ds												
0 E												
Peso E												
	1	1		Teor o	de um	idade (	(%)	ı	Į.		•	. '
_							<u> </u>					
F	Resultados	Umida	de ótin	na	%	Peso	específic	co apa	rente se	eco	<u>_</u>	g/cm3

Figura 34 - Folha de ensaio de compactação



# Aula 07 - RESISTÊNCIA DE SOLOS

#### 7.1 Introdução

Diversos são os ensaios utilizados para a determinação da resistência de solos. Pode-se dividir esses ensaios em dois grupos: ensaios em amostras indeformadas e ensaios amostras deformadas. Na Figura 24 estão apresentados os ensaios mais comuns, normalmente utilizados, de cada grupo.

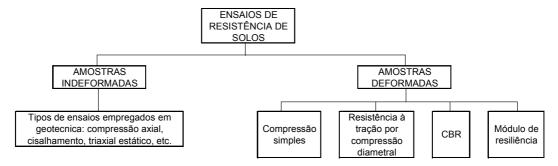


Figura 35 - Ensaios de resistência em solos

Em pavimentação os solos, basicamente, são utilizados na condição de deformados, raramente nos deparamos com ensaio em amostras indeformadas, assim os ensaios apresentados na Figura 23 destinados a pavimentação que são: compressão simples, resistência à tração por compressão diametral, CBR em português conhecido por índice de suporte Califórnia - ISC e módulo de resiliência - MR, serão os ensaios abordados nesse curso.

Os ensaios de compressão simples e resistência à tração por compressão diametral tem uma aplicação direcionada à solos estabilizados com cimento, cal ou outro tipo de aglomerante que propicia ao solo o aumento da rigidez do material. O solo-cimento, por exemplo, com adição de 10% de cimento propicia uma rigidez ao solo tão grande que o ensaio de CBR não faz sentido físico.

Outro fato que justifica o emprego desses ensaios é que uma camada cimentada, por exemplo, parte dela pode estar trabalhando a compressão e parte à tração, logo é justificável o uso dos ensaios de compressão simples e resistência à tração por compressão diametral respectivamente.

#### 7.2 - Ensaios

Concluído os serviços de reconhecimento, identificação de campo, classificação e compactação do solo, procede-se a determinação da resistência que o solo oferece quando compactado, essa resistência, via de regra, é objeto de projeto da estrutura do pavimento.

#### 7.2.1 - Compressão Simples

O ensaio de compressão simples consiste em submeter um corpo-de-prova cilíndrico a um carregamento axial até a ruptura do mesmo.



Esse ensaio é utilizado para determinar a resistência à compressão simples do concreto, conforme norma ABNT NBR 5739 - Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Nessa, entre outras recomendações, está especificado a velocidade de carregamento que propicie um incremento de carga de  $0.45 \pm 0.15$  MPa. Como se trata de um material que possui elevada rigidez, o ensaio de compressão simples é por controle de carga.

Os materiais empregados em pavimentação, normalmente, apresentam elevada deformação quando submetidos a uma determinada carga, se comparados com concreto, mesmo um solo-cimento ou uma brita graduada tratada com cimento - BGTC. Assim, devido a baixa rigidez desses tipos de materiais o ensaio de ruptura se dá por controle de deslocamento e não por controle de carga, como anteriormente considerado para o concreto. Quanto a velocidade de carregamento no ensaio é relativamente baixa na ordem de 1,0 mm/min.

A relação entre a altura (h) e diâmetro (d) do corpo-de-prova, recomendado é de 2:1, entretanto, pode-se determinar a resistência a compressão simples de corpos-de-prova com relação diferentes, nessas condições recomenda-se que se corrija os resultados conforme Tabela 06, multiplicando-se o resultado pelo Fc.

Tabela 6 - Fator de correção para 1,0 ≤ h/d ≥ 2,0

h/d	Fc
2,00	1,00
1,75	0,98
1,50	0,96
1,25	0,93
1,00	0,87

Devido às condições de contorno, o diâmetro do corpo-de-prova deve estar relacionado ao diâmetro nominal máximo dos grãos constituintes do solo.

A resistência à compressão simples do solo é dada pela seguinte Equação 5:

$$CS = P/A \tag{5}$$

Onde: CS = compressão simples (MPa)

P = carga de ruptura (N)

 $A = \text{área (mm}^2)$ 



#### 7.2.2 - Resistência à Tração por Compressão Diametral (RT)

Conhecido como ensaio brasileiro, desenvolvido por Lobo Carneiro, surgiu durante a abertura da Avenida Presidente Vargas, na cidade do Rio de Janeiro, em 1943, da necessidade de mover uma igreja de local, conforme notas de aula do prof. Eduardo C. S. Thomaz (http://www.ime.eb.br/~webde2/prof/ethomaz/).

A igreja de São Pedro, era uma igreja muito antiga, construída em 1732, situava-se bem no centro da futura avenida. A solução imaginada, na época, foi deslocá-la para o lado, usando rolos de concreto com 60 cm de diâmetro. O prof. Lobo Carneiro precisava saber se os rolos suportariam a carga a que seriam submetidos, assim, os rolos foram colocado em um prensa da mesma forma que seriam solicitados em serviço e, eles quebraram de uma maneira inteiramente diferente dos de aço: por uma fissura vertical, abrindo-se em dois. Estão mostrados nas Figuras 36 e 37 o esquema do esforço solicitante e a as distribuições de tensão no corpo-de-prova.

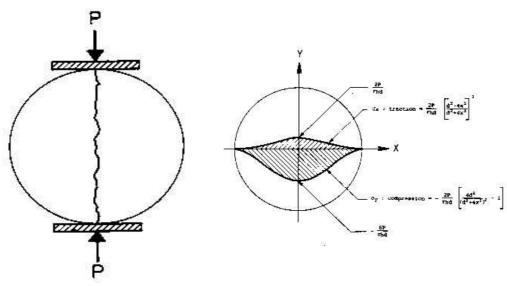


Figura 36 - Corpo-de-prova solicitado por forças opostas de igual valor por dois frisos.

Figura 37 - Compressão diametral - distribuição das tensões de tração e compressão nos eixos horizontais e verticais respectivamente.

O maior valor de tensão de compressão ao longo do plano horizontal ocorre no centro do corpode-prova e é dada pela Equação 5:

$$\sigma c = -6P/\pi dh \tag{5}$$

e o maior valor de tensão de tração ao longo do eixo vertical se dá também no centro do corpode-prova é dada pela Equação 6:

$$\sigma t = 2P/\pi dh. \tag{6}$$

Onde:  $\sigma t$  = resistência à tração por compressão diametral (MPa)

P = força aplicada para ruptura (N) d = diâmetro do corpo-de-prova (mm)

r = raio do corpo-de-prova (mm)



Para dados de projeto o ensaio de tração em camadas cimentadas é obtido através do ensaio de viga à flexão, normatizado para concreto. O ensaio de resistência à tração por compressão diametral, normalmente é empregado como ensaio de controle. Já para projeto, a resistência à compressão, ensaio em questão, é o ensaio à compressão simples. Para solo-cimento, por exemplo, o DER-SP especifica uma resistência superior a 2,1 MPa.

Na Instrução de Projeto de Pavimentação - DER-SP - IP-DE-P00/001 especifica, por exemplo, que, na camada de base ou sub-base de brita graduada tratada com cimento, ocorre a fadiga de forma idêntica à da camada de solo-cimento. As deformações horizontais de tração, et, ou tensões horizontais de tração, ot, na fibra inferior da camada cimentada, causadas pelos carregamentos na superfície dos pavimentos, podem causar sua ruptura por fadiga se forem excessivas. Logo, para a análise mecanicista recomenda-se a equação de fadiga quanto à flexão de misturas de brita graduada tratada com cimento ensaiada in situ com o Heavy Vehicle Simulator desenvolvida na África do Sul.

N: número equivalente de operações de eixo simples padrão de rodas duplas de 80 kN na tensão máxima de tração sob a camada cimentada, ot, requerido para se iniciar a primeira trinca por fadiga, formula 7.

$$N = 10^{7,19*\left(1 - \frac{\sigma t}{8*\sigma r}\right)}$$
 (7)

Onde: ot: tensão de tração atuante (kgf/cm2);

σr: tensão de tração na ruptura do material (kgf/cm2).

#### Exemple

Determine o número N para uma dada camada cimentada com  $\sigma r$  = 2,5 kgf/cm2 e com uma  $\sigma t$  = 0,019 kgf/cm2:

$$N=10^{7,19*\left(1-\frac{0,019}{8*2,5}\right)}$$
 = N = 1,5 E10+7 solicitações

#### Exercício

Determine o número N para uma dada camada cimentada com  $\sigma r = 2,1 \text{ kfg/cm}^2 \text{ e com uma } \sigma t = 0,086 \text{ kfg/cm}^2$ :



## 7.2.3 - CBR - California Bearing Ratio - Índice de Suporte Califórnia - ISC

Conforme relatos de Porter (1950), no Departamento de Estradas de Rodagem da Califórnia, no final da década de 20, realizaram uma série de observações em campo sobre a forma de ruptura das rodovias daquele estado. Foi observado que a forma de ruptura mais comum era decorrente dos deslocamentos laterais do solo do subleito, que ao absorver água, perdia capacidade de suporte, provocando essa ruptura. Observou-se também que a baixa energia de compactação, normalmente utilizada para os materiais do subleito, tinha também uma parcela de contribuição para as deformações permanentes diferenciais e também constataram que a ruptura advinha dos excessivos deslocamentos verticais recuperáveis dos materiais, causados por repetição de cargas. Segundo Porter (1950), a espessura insuficiente do revestimento e a existência de material granular sobre um subleito de baixa capacidade de suporte (tanto pela natureza do solo como pela falta de compactação) são responsáveis pela ruptura à fadiga.

Com base nessas observações em campo, em 1929, desenvolveu-se o ensaio Califórnia Bearing Ratio - CBR para determinar a resistência do material ao deslocamento lateral, tipo de ruptura mais freqüente nas rodovias da Califórnia, medindo a influência combinada da coesão e do ângulo de atrito, Porter (1950). O ensaio CBR proporcionou uma forma rápida de prever problemas e rupturas, comparando a qualidade dos diferentes materiais disponíveis. O valor do CBR foi correlacionado empiricamente com o desempenho dos pavimentos, tendo sido utilizado como um índice de resistência para o projeto de dimensionamento de pavimentos pela Divisão de Rodovias da Califórnia. Este método serviu como referencial para o desenvolvimento de outros métodos, como o do Corpo de Engenheiros.

Com o ensaio de CBR, caracterizam-se os materiais granulares de base dos pavimentos californianos. Foram selecionados os melhores materiais granulares e a média de resistência à penetração no ensaio CBR foi estabelecida como sendo o valor de referência ou 100%. A partir daí, todos os materiais são referenciados por um valor em porcentagem, representando o quão melhor ou pior é sua resistência no ensaio CBR por comparação com aqueles materiais granulares de referência. Assim, pôde-se encontrar valores bem baixos, da ordem de unidade e valores acima de 100%.

## 7.2.3.1 - O Ensaio de Índice de Suporte Califórnia - ISC

O ensaio é normatizado pela ABNT-NBR 9895 Solo - Índice de Suporte Califórnia. Trata-se de um ensaio concebido para avaliar a resistência ou capacidade de suporte de materiais de camadas de pavimentos e subleitos. É um ensaio penetrométrico, onde um pistão cilíndrico de 2" de diâmetro penetra a amostra a uma velocidade de 0,05"/min. (1,27 mm/min.), a amostra é devidamente compactada em molde metálico de 6" de diâmetro com volume útil de 2000cm<sup>3</sup>.

Como é um ensaio que indica a resistência que uma determinada amostra de solo tem, realiza-se esse ensaio somente na condição em que o solo será utilizado em serviço. Assim, normalmente realiza-se o ensaio de ISC (CBR) no teor ótimo (%) e no respectivo peso específico aparente máximo (g/cm³) moldando-se somente um corpo-de-prova. Nessas condições de ensaio é necessário que se faça primeiramente o ensaio de compactação Proctor do solo para indicação desses parâmetros.

É comum também, como prática laboratorial, a realização do ensaio de compactação denominado de ensaio Proctor conjugado, no mesmo ensaio de compactação de onde se obtém o teor ótimo e o peso específico aparente seco, os corpos-de-prova são submetidos ao ensaio de ISC. Nesse tipo de ensaio



além da curva de compactação como resultado também temos uma curva de ISC x umidade, uma vez que os cinco pontos (5 corpos-de-prova) são submetidos ao ensaio de resistência.

O ensaio de resistência ISC fornece dois resultados: o valor de ISC (CBR) e como o corpo-deprova é submetido a imersão, mede-se a variação do volume da amostra e determina-se a expansão também que é expressa em %.

A seguir serão descritos sucintamente os procedimentos para a realização do ensaio.

## 7.2.3.2 - Moldagem do Corpo-de-prova

Coloca-se o disco espaçador (Figura 40) dentro do conjunto de molde cilíndrico (Figura 38). Removendo-se o colar do conjunto tem-se o molde propriamente dito, o volume interno do cilindro com o disco espaçador é de  $2.000 \, \text{cm}^3$ .



Figura 38 - Molde cilíndrico



Figura 40 - Disco espaçador



Figura 39 - Soquete tipo grande



Figura 41 - Régua biselada.

O solo previamente preparado conforme norma de preparo de amostra ABNT NBR-6457 Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização (aula 2). Pesar 1/5 da quantidade de material destinado ao ensaio de compactação, colocar uma em uma bandeja metálica e adicionar quantidade de água suficiente para que a amostra atinja o teor de umidade obtido no ensaio de compactação (ensaio previamente realizado) e mistura-se vigorosamente a amostra. Recomenda-se que a amostra úmida permaneça dentro de um saco plástico por um período de 24 h para homogeneização da amostra.



Após a homogeneização, revolve-se a amostra e molda-se o corpo-de-prova com número de golpes, soquete Figura 39 e camadas conforme Tabela 07, na umidade ótima correspondente ao ensaio de Proctor.

Tabela 7 - Energia de compactação e características dos moldes e soquetes

Energia de Compactação	Peso do soquete (kg)	Altura de queda do soquete (cm)	Número de camadas	Número de Golpes	Volume do molde (cm³)
Normal	4,5	45,0	5	12	2000
Intermediária	4,5	45,0	5	26	2000
Modificada	4,5	45,0	5	55	2000

Após o término da compactação remove-se o colar do cilindro e a altura sobressalente de solo deve estar entre 0,5cm e 1,0cm. Com a régua biselada Figura 41, rasa-se o excesso do corpo-de-prova, e retira-se o cilindro + solo úmido compactado da base. Pesa-se o conjunto cilindro + solo úmido compactado. Conhecendo-se o peso do cilindro obtém-se a massa de solo úmido, que dividido pelo volume do molde tem-se o peso específico aparente úmido. No processo de compactação determina-se a média do teor de umidade do solo de duas cápsulas. E por fim determina-se o peso específico aparente seco.

Caso seja o ensaio de compactação conjugado repete-se o procedimento descrito no item 2.3.2 para os cinco diferentes teores de umidade.

#### 7.2.3.3 - Expansão

Após o término da compactação o corpo-de-prova é preparado para o ensaio de imersão, onde o corpo-de-prova ficará imerso por um período de 96 horas. O molde + solo úmido compactado e fixado na base de maneira que o solo fique em contato com a base. No espaço deixado pelo disco espaçador, sobre o solo, é colocado um disco de papel de filtro, a base perfurada apresentada na Figura 42 e os pesos anelares na Figura 43, é colocado o tripé com extensômetro (Figura 44), para o registro da expansão na borda do colar (Figura 45).

Em seguida esse conjunto é colocado no tanque de maneira que o nível d'água cubra toda a amostra. Efetuam-se leituras no extensômetro antes de adicionar água, 24hs, 48hs, 72hs e 96hs. Caso observe-se a estabilização das leituras pode-se interromper o ensaio.





Figura 43 - Prato perfurado



Figura 44 - Tripé do extensômetro



Figura 42 - Peso anelar



Figura 45 - Conjunto + tripé de expansão

A expansão E é obtida pela Equação 8 abaixo:

$$E = \frac{Lf - Li}{H} *100 \tag{8}$$

Onde: Lf = Leitura final (mm)

Li = leitura inicial (mm)

H = Altura do corpo-de-prova (mm)

#### 7.2.3.4 - Ruptura ISC

Terminado o período de imersão retira-se o conjunto do tanque, remove-se o prato perfurado e os pesos anelares e deixa-se por 15 minutos o molde deitado para escorrimento da água em excesso. Transfere-se para prensa, ajusta-se o pistão de penetração de maneira a tocar levemente o centro da superfície do corpo-de-prova, colocam-se sobre o corpo-de-prova os pesos anelares bi-partidos de mesma massa utilizados na etapa de imersão.





Figura 46 - Prensa de ISC elétrica.

Acionar a prensa (manual ou elétrica) de forma a penetrar a amostra com o pistão de penetração a uma velocidade de 1,27mm/min. A prensa elétrica Figura 46 é munida de uma célula de carga que possibilita através de uma leitora indicar a carga correspondente às penetrações: 0,63, 1,27, 1,90, 2,54, 3,81, 5.08, 7,62, 10,16 e 12,70 mm penetrados. Para a obtenção das pressões de penetração dividi-se a carga pela área de contado do pistão = 20,3 cm².

Para a velocidade de 1,27 mm/min. de penetração tem-se uma duração de ensaio de 10 minutos.

Traçar um gráfico de pressão nas ordenadas e penetração nas abscissas conforme modelo mostrado na Figura 47.

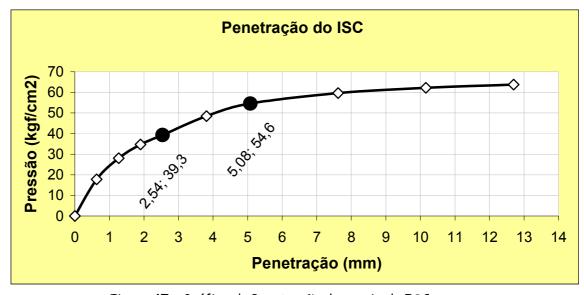


Figura 47 - Gráfico da Penetração do ensaio de ISC.

Conforme mencionado no item 7.2.3 o valor de ISC é expresso em % e é relativo à pressão padrão obtido no ensaio penetrométrico com a brita correspondente às penetrações de 0,1'' (2,54mm) e 0,2'' (5,08mm).



As pressões padrões correspondentes as penetração de 2,54mm e 5,08mm estão apresentadas na Tabela 8.

Tabela 8 - Pressões padrão para o ensaio de ISC

Penetração (mm)	Pressão Padrão (kgf/cm²)
2,54	70
5,08	105

Para a determinação do ISC, procedimento apresentado na Tabela 9 para os valores de pressão do gráfico da Figura 35 temos:

Tabela 9 - Procedimento de determinação do ISC

Penetração (mm)	Pressão Padrão (kgf/cm2)	Pressão no ensaio (kgf/cm2)	ISC (%)
2,54	70	39,3	56
5,08	105	54,6	52

O valor adotado é á média entre os dois valores obtidos = 54%.



#### 7.2.4 Módulo de Resiliência

#### 7.2.4.1 Módulo de Elasticidade

Esta relacionado com a rigidez do material. Conforme Wikipédia, módulo de elasticidade, também denominado de módulo de Young é um parâmetro mecânico que proporciona uma medida da rigidez de um material sólido.

Obtém-se da razão entre a tensão (ou pressão) exercida e a deformação unitária sofrida pelo material, Formula 9:

$$E = \frac{Tensao}{Deformacao} = \frac{F/A}{x/l} = \frac{Fl}{Ax}$$
 (9)

onde (em unidades do SI):

- E é o módulo de Young, medido em pascal.
- F é a força medida em Newton.
- A é a secção através da qual é exercida a tensão, e mede-se em metros quadrados.
- x é a extensão, o incremento na longitude, medido em metros.
- I é o comprimento natural medido em metros.

Para a maioria dos metais, este módulo varia entre 45 GPa, para o magnésio, até 407 GPa, para o tungstênio. Os polímeros geralmente possuem módulo de elasticidade bem mais baixos, variando entre 0,007 GPa e 4 GPa.

A diferença na magnitude do módulo de elasticidade dos metais, cerâmicas e polímeros é conseqüência dos diferentes tipos de ligação atômica existentes nestes três tipos de materiais. Além disso, com o aumento da temperatura, o módulo de elasticidade diminui para praticamente todos os materiais, com exceção de alguns elastômeros.

#### 7.2.4.2 - Módulo de Resiliência

Segundo a definição do Aurélio, resiliência é a propriedade na qual a energia armazenada em um corpo deformado é devolvida quando cessa a tensão causadora da deformação elástica.

Dois fatores contribuíram para o emprego da terminologia módulo de resiliência para designar as características de rigidez de materiais empregados em pavimentação:

- Carga repetidas (cíclica) a que as estruturas do pavimento estão submetidas.
- Os materiais comumente empregados em pavimentação apresentam grandes deslocamentos quando submetidos a uma dada tensão se comparados com os demais materiais de outras estruturas.



O ensaio de módulo de resiliência é realizado em laboratório em corpos-de-prova com dimensões de 15 cm x 30 cm e comumente em corpos-de-prova de 10 cm x 20 cm Figura 48. Utiliza-se no ensaio câmara triaxial, com aplicação de cargas repetidas Figura 49.



Figura 48 - corpo-de-prova 10 cm x 20 cm.



Figura 49 - Câmara triaxial

Apresentam-se na Figura 50 o esquema de aplicação das tensões e na Figura 51 o deslocamento plástico acumulado no corpo-de-prova durante o ensaio de módulo de resiliência.

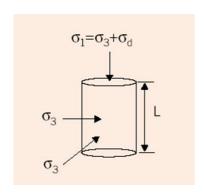


Figura 50 - esquema de aplicação de tensões nos carregamentos

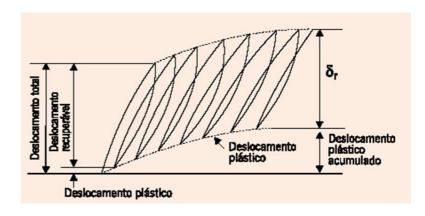


Figura 51 - Deslocamentos ocasionados pela ação das tensões

Onde  $\sigma d$  = tensão desvio variável (kN/m²)  $\sigma 1$  = tensão principal maior (kN/m²)l  $\sigma 3$  = tensão principal menor (kN/m²)

Através da Lei de Hooke Generalizada apresentada na Figura 52, pode-se obter os deslocamentos que ocorrem em estruturas, conhecendo-se o coeficiente de Poisson  $(\mu)$ , as tensões principais maior e menor e o Módulo de Elasticidade. No ensaio de módulo de resiliência submete-se o corpo-de-prova de solo a um sistema de carregamento onde se conhece as tensões principais e também o coeficiente de Poisson, logo, obtém-se o módulo de resiliência.



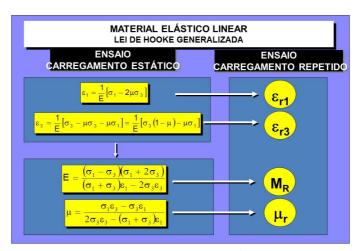


Figura 52 - Lei de Hooke Generalizada

A principal variação entre os diversos tipos de materiais normalmente empregados em pavimentos está no comportamento mecânico desses materiais quando submetidos a solicitações do tráfego, essa variação pode ser constatada nos valores de módulo de resiliência em função das tensões.

Para materiais cimentados o valor do módulo de resiliência não depende da variação das tensões; tende a ser constante, Figura 53.



Figura 53 - Módulo de resiliência constante para materiais cimentados

Materiais granulares o módulo de resiliência depende principalmente da variação da tensão de confinamento, Figura 54.

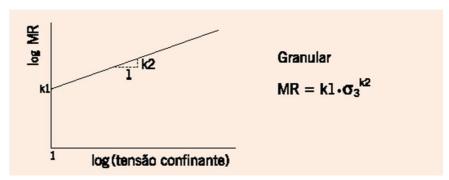


Figura 54 - Módulo de resiliência de materiais granulares

Solos coesivos apresentam valores de módulo de resiliência dependente principalmente da variação da tensão-desvio, o esquema ilustrativo dessa variação pode ser observado na Figura 55.



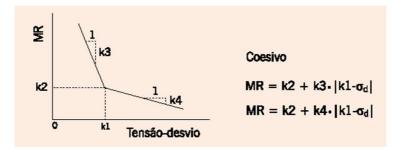


Figura 55 - Esquema da variação do módulo de resiliência de solos coesivos

Para materiais granulares e coesivos, materiais bastante empregados em camadas de pavimento, o valor do módulo de resiliência depende da variação da tensão-desvio e do confinamento, pelo fato do módulo de resiliência variar em função de duas tensões a forma de apresentação é combinada. Mostrase na Figura 56 a forma usual de apresentação dos resultados.

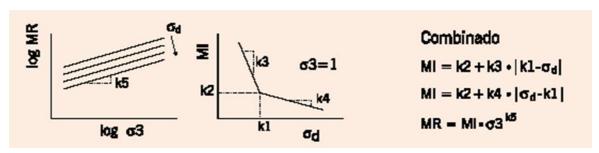


Figura 56 - Representação do módulo de resiliência para solos granulares coesivos

Tem-se ainda a determinação do valor do módulo de resiliência denominado de modelo composto proposto por Macêdo (1996), Formula 10.

$$MR = k_1 \cdot s_3^{k2} \cdot s_d^{k3}$$
 10

Onde: K<sub>1</sub>, K<sub>2</sub> e K<sub>3</sub> são parâmetro extraídos do ensaio, Figura 44

A tendência atual para representação gráfica dos ensaios de módulo de resiliência para materiais granulares coesivos e com emprego de gráficos lox x log, sendo para materiais mais arenosos o módulo de resiliência em função do  $\sigma 3$  e para materiais mais argilosos em função de  $\sigma d$ , Figura 57.

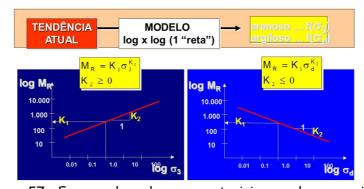


Figura 57 - Esquema  $\log x \log$  para materiais granulares coesivos



Medina (1997) comenta que o estado de tensões em meio elástico varia com a posição da carga móvel. Quando o carregamento vertical se situa acima do elemento de solo ou de camada de pavimento, tem-se o estado de tensões principais, vertical ( $\sigma$ 1) e horizontal ( $\sigma$ 3). O ensaio de laboratório é feito rotineiramente com tensão vertical variável e confinante constante.

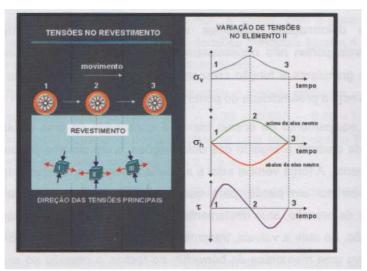


Figura 58 - Variações de tensões causadas por uma carga móvel - Pinto (2002)

É apresentado na Figura 47 esquematicamente esse tipo de abordagem, onde as tensões cisalhantes são nulas para a condição de carga acima do ponto considerado e, as variações de tensões causadas pela ação de uma carga móvel. Observe-se que, para o elemento II a ação causada pelas rodas das posições 1 e 2 são menos intensa que a ação da roda na posição 2. Isso pode ser verificado tanto pelas tensões verticais como horizontais

O módulo de resiliência é definido no ensaio triaxial de cargas repetidas, pela Equação 11 e 12

$$Mr = \frac{\sigma d}{\varepsilon r} \tag{11}$$

$$\varepsilon r = \frac{\Delta h}{H} \tag{12}$$

Onde: Mr = módulo de resiliência (MPa)

σd = tensão desvio aplicada repetidamente (N)

εr = deformação específica resiliente

∆h = deformação resiliente recuperável (mm) H = altura inicial do corpo-de-prova (mm).

Apresentam-se nas Figuras 59 e 60 folha de ensaio de módulo de resiliência de um solo de características arenosas e o gráfico da tensão de confinamento em função do módulo de resiliência respectivamente.



Ensaio modelo de módulo de resiliência de amostra de solo

# FOLHA DE ENSAIO

	Codificação								Compos	sição do
σ3	σ3/σd	Carga	LVDT-A	LVDT-B	3	σ <b>d</b> MR			gráfico	
	•			•		Adotado	aplicado	•		
0,21	2121	16	0,0222	0,0297	1,3E-04	0,21	0,20	1522	0,21	1522
0,21	4221	34	0,0363	0,0285	1,6E-04	0,42	0,42	2590	0,35	2550
0,21	6321	51	0,0645	0,0452	2,7E-04	0,63	0,63	2295	0,525	2365
0,35	3535	28	0,0280	0,0262	1,4E-04	0,35	0,35	2550	0,70	2426
0,35	7035	55	0,0761	0,0534	3,2E-04	0,70	0,68	2097	1,05	2639
0,35	1035	84	0,1347	0,0915	5,7E-04	1,05	1,04	1833	1,40	2834
0,525	5252	39	0,0457	0,0357	2,0E-04	0,52	0,48	2365	•	
0,525	1052	86	0,1242	0,0880	5,3E-04	1,05	1,06	2001	0,21	2590
0,525	5752	128	0,2155	0,1521	9,2E-04	0,57	1,58	1719	0,35	2097
0,70	7070	55	0,0656	0,0463	2,8E-04	0,70	0,68	2426	0,525	2001
0,70	1470	113	0,1697	0,1140	7,1E-04	1,40	1,39	1966	0,70	1966
0,70	2170	173	0,2846	0,2044	1,2E-03	2,10	2,14	1746	1,05	2158
1,05	1010	85	0,0937	0,0653	4,0E-04	1,05	1,05	2639	1,40	2611
1,05	2110	171	0,2331	0,1580	9,8E-04	2,10	2,11	2158		
1,05	3110	255	0,3386	0,2531	1,5E-03	3,15	3,15	2127	0,21	2295
1,40	1414	113	0,1219	0,0749	4,9E-04	1,40	1,39	2834	0,35	1833
1,40	2814	230	0,2566	0,1782	1,1E-03	2,80	2,84	2611	0,525	1719
1,40	4214	343	0,4428	0,3457	2,0E-03	4,20	4,23	2147	0,7	1746
									1,05	2127
									1,4	2147

Figura 59 - Folha de ensaio de módulo de resiliência de um solo arenoso



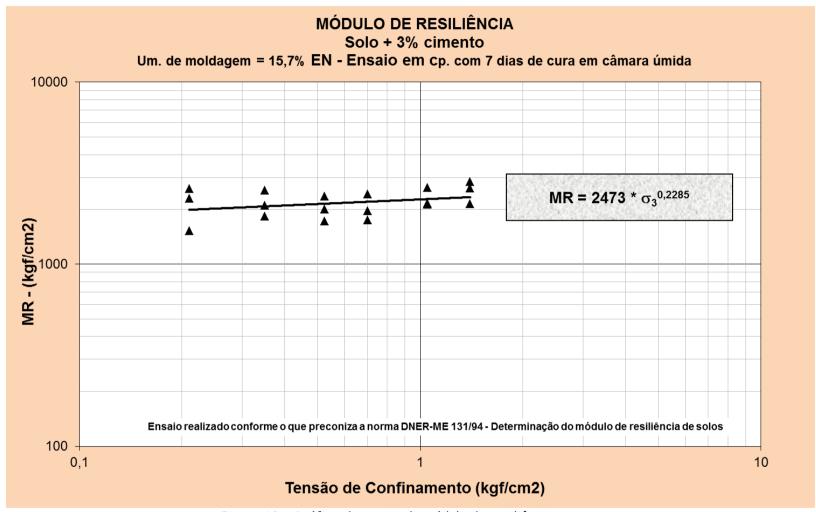


Figura 60 - Gráfico do ensaio de módulo de resiliência



## AULA 08 - LIMITES DE ATTERBERG

Apostila do Prof. Faiçal Massad - Escola Politécnica da USP

## LIMITES DE ATTERBERG

# 1. <u>Introdução</u>: <u>Evolução Histórica dos Conceitos Ligados à Plasti-</u> cidade dos <u>Solos</u>

# 1.1. O Trabalho de Atterberg

Atterberg, nascido em 1846, dedicou a maior par te de sua vida aos estudos sobre a agricultura. Foi somente de 1900 a 1916 que se voltou principalmente para questões relacionadas com os solos e suas propriedades físicas. Iniciou seu tra balho preocupado com os componentes dos solos, mas acabou por concluir que, para as argilas, a sedimentação era um processo muito lento para fins de classificação, e que, frequentemente, nada revelava sobre as propriedades físicas dos solos. Descobriu na plasticidade uma característica das argilas, o que o conduziu ao estabelecimento dos "limites", que hoje levam seu nome. Foi um dos primeiros pesquisadores a concluir que solos com partículas lamelares são os mais plásticos.

O uso dos Limites de Atterberg na Mecânica dos Solos foi feita por Terzaghi, no início de suas pesquisas.

# 1.2. As Propriedades de Engenharia e os Limites de Atterberg

Para Terzaghi (1926), as propriedades de enge - nharia (isto é, a permeabilidade, a compressibilidade e a resistência ao cisalhamento) dependem de fatores físicos tais como a forma das partículas, o seu diâmetro efetivo e o grau de uniformidade do solo. Como os Limites de Atterberg também dependem destes fatores, do seu conhecimento pode-se fazer inferências sobre as propriedades de engenharia de solos de mesma origem geológica. Foi sua a idéia de agrupar os solos com propriedades de engenharia análogas, através de uma classificação baseada nos Limites de Atterberg.

# 1.3. A Padronização dos Ensaios e a Classificação dos Solos



Casagrande (1932) envidou esforços no sentido de padronizar os ensaios, preocupação que perdura até os nossos dias, prin cipalmente o do limite de liquidez. O aparelho de ensaio leva o seu nome. Ademais, por sugestão de Terzaghi, Casagrande (1944) desenvolveu um sistema de classificação baseado nos Limites de Atterberg, visando a previsão das propriedades de engenharia dos solos. Alertou para o fato das propriedades assim obtidas serem as do solo remoldado, e foi o primeiro a visualizar a determina ção do limite de liquidez como uma medida da resistência ao cisalhamento do solo, a percussão. Seus estudos levaram-no ao re sultado de que no limite de liquidez os solos possuem uma resis tência de 20 a 30 g/cm² (em média, lg/cm² por golpe).

## 1.4. A Atividade das Argilas

Um longo tempo se passou até que Skempton (1953) introduziu um novo conceito ligado com a plasticidade: trata-se da "Atividade" dos solos. Este autor notou que solos de mesma origem geológica, portanto com os mesmos minerais argila, possuiam indices de Plasticidade linearmente crescentes com o teor da fração argila (ver figura V-1). Isto é, a relação

$$A = \frac{IP}{\% \langle 2 \rangle} \qquad (V-1)$$

é constante e uma característica do solo ou dos minerais argila presentes. Para solos com Montmorilonita, os mais ativos, A = 5 a 7; para solos com Caolinita, 0,3; e com Ilita, 0,9. A atividade das argilas depende assim, do tipo de mineral argila bem como do tipo de cátion. Por exemplo, uma bentonita com Mg apresentou A= 7,09 (Apud Mitchell, 1976).

Quanto maior a atividade de um solo mais importante é a influência da fração argila em suas propriedades e mais suscetível ele é aos tipos de fons trocáveis e à composição dos fluidos dos poros. Uma atividade elevada indica um solo que pode causar problemas face às suas altas capacidade de retenção de água, ca pacidade de troca catiônica, tixotropia e sensibilidade. — (Perloff et al, 1976).

Em (1964) Seed publicou dois artigos sobre os Limites - de Atterberg e sua correlação com a composição mineralógica das argilas, através de ensaios feitos em misturas de uma areia com caolim, bentonita e ilita, estas últimas produtos industriais.

Seu trabalho levou-o a conclusão de que existe .



uma relação unívoca entre o limite de liquidez, o teor de argila e a atividade de um solo. Solos com mesma origem geológica, portanto de mesma atividade, alinham-se no gráfico de Casagran de. Além disso, a atividade é definida pela relação (V-1) somen te para teores de argila superiores a cerca de 40%. Para valores entre 10 e 40%, introduziu a expressão:

$$A = \frac{IP}{\% < 2 \mu - 10}$$

como mais representativa do comportamento real dos solos.

## 1.5. O Modelo de Roscoe e os Limites de Atterberg

O comportamento elasto-plástico dos solos foi equacionado através de dois modelos (Granta Gravel e Cam Clay), desenvolvidos por Roscoe e colaboradores na Universidade de Cambridge.

Reconhecendo que: a) solos remoldados, com teo res de umidade correspondentes ao LL e ao LP encontram-se no estado crítico, isto é, deformam-se sem variação de volume; b) as resistências ao cisalhamento nestes limites estão numa relação de 1: 100, conforme dados experimentais de Skempton e Northey (1952) e c) num diagrama e - logp as retas virgens cruzam-se num único ponto, Schofield e Wroth (1968) conseguiram - provar que

$$C_{c} = 0.83 \text{ (LL } - 0.09)$$
 (V-3a)

contra

$$C_{c} = 0.7 \text{ (LL - 0.10)}$$
 (V-3b)

obtida estatisticamente por Skempton (1944).



Este enraizamento do modelo de Roscoe nos Limites de Plasticidade não é surpreendente, pois estes estão associados à resistência ao cisalhamento de solos remoldados, como se viu acima para o LL.

A título de curiosidade, a expressão empírica:

 $\frac{c}{\overline{da}} = 0.11 + 0.37 \text{ IP}$  (V-4)

resiste ainda hoje a toda e qualquer dedução. O mesmo modelo de plasticidade de Roscoe mostra apenas que seus resultados são coerentes com ela (expressão V-4).

Correlações como estas estão em disponibilidade, existindo variantes delas ajustadas a solos diferentes. Note-se, em primeiro lugar, que elas valem, a rigor, para solos remoldados. No entanto, podem ser obtidas para solos com estrutura, desde que sejam ajustadas estatisticamente e aplicadas ao universo do qual resultaram.

# 2. O que é o Limite de Liquidez de um Solo

O Limite de Liquidez é uma medida do espaçamento entre as partículas de solo, para o qual as forças atrativas - são reduzidas a um valor tal que aresistência ao cisalhamento é, aproximadamente, de 25 g/cm². É, portanto, uma função da superfície específica das partículas; da capacidade de troca catiônica e do tipo de cátions presentes nos poros, entre outros fatores.

A influência da superfície específica das partículas está ilustrada na Tabela V-1, reproduzida de Lambe e Whitman (1969).



ATTE

Este enraizamento do modelo de Roscoe nos Limites de Plasticidade não é surpreendente, pois estes estão associados à resistência ao cisalhamento de solos remoldados, como se viu acima para o LL.

A título de curiosidade, a expressão empírica:

 $\frac{c}{\sqrt{a}} = 0.11 + 0.37 \text{ IP}$  (V-4)

resiste ainda hoje a toda e qualquer dedução. O mesmo modelo de plasticidade de Roscoe mostra apenas que seus resultados são coerentes com ela (expressão V-4).

Correlações como estas estão em disponibilidade, existindo variantes delas ajustadas a solos diferentes. Note-se, em primeiro lugar, que elas valem, a rigor, para solos remoldados. No entanto, podem ser obtidas para solos com estrutura, desde que sejam ajustadas estatisticamente e aplicadas ao universo do qual resultaram.

# 2. O que é o Limite de Liquidez de um Solo

O Limite de Liquidez é uma medida do espaçamento entre as partículas de solo, para o qual as forças atrativas - são reduzidas a um valor tal que aresistência ao cisalhamento é, aproximadamente, de 25 g/cm<sup>2</sup>. É, portanto, uma função da superfície específica das partículas; da capacidade de troca catiônica e do tipo de cátions presentes nos poros, entre outros fatores.

A influência da superfície específica das partículas está ilustrada na Tabela V-1, reproduzida de Lambe e Whitman (1969).



## TABELA V-1

Partícula	Superficie especifica (m²/g)	Teor de umidade pa <i>r</i> a película de água de 5À (%)
grão de areia (Ø 0,1 mm)	0,03	10-4
Caulinita	10,00	0,5
Ilita	100,00	5,0
Montmorilonita	1000,00	50,0

A última coluna mostra o teor de umidade imaginando que cada par tícula está envolvida por uma película de água de 5Å de espessura. Por exemplo, para a partícula de Ilita, o volume de água vale  $100~\text{m}^2/\text{g} \times 5 \text{Å} \times P_\text{s}$ , onde  $P_\text{s}$  é o peso da partícula (peso dos sólidos). Multiplicando—o pelo peso específico da água, chega— se a um peso de água igual a 0,05  $P_\text{s}$ .

É interessante fazer um cálculo da resistência ao cisalhamento de um solo no LL. Admitindo-se  $\beta'=30^\circ$  e que a pressão neutra no LL é u = -4 g/cm², conforme medições feitas por Croney e Coleman (1954), chega-se, com base na equação de resistência em termos de tensão efetiva, isto é:

# 3. O que é o Limite de Plasticidade de um Solo

O LP é a umidade em que água livre começa a existir em excesso daquela necessária para satisfazer adsorção forte. A partir dele, a água começa a formar a camada dupla. Pode ser tam bém interpretado como o teor de umidade limite, abaixo do qual o so lo perde a plasticidade, isto é, deforma-se com mudança de volume e com trincamento. A Tabela V-2 mostra que, ao contrário do LL, o LP varia muito menos de mineral a mineral.

Como se verá adiante, o LP varia numa faixa de valores muito estreita. Talvez por isto mesmo sua determinação está sujeita a menos êrros, apesar do maior grau de subjetividade associado com o ensaio. No entanto, Schofield e Wroth (1968), ao constatarem que o Cose correlaciona melhor com o LP do que com o LL, em virtude da tensão esférica efetiva no LP ser praticamente constante e igual a 5,58 kg/cm², sugerem o seu uso nas correlações com as propriedades de engenharia.



# 6. Técnicas de Ensaio

# 6.1. Verificação do Aparelho de Casagrande

Inicialmente, devem ser feitas algumas verificações quanto ao estado e condições de funcionamento do Aparelho
de Casagrande. As razões residem no fato do ensaio idealizado por este pesquisador medir, de certa forma, a resistência ao cisalhamento dinâmico, ou à percussão, dos solos.

Assim, a altura de queda, as condições de apoio da base sobre a mesa, são fatores a considerar.

a) A altura de queda, de 1 cm, pode ser verificada usando-se ga



barito comumente existente na extremidade do cinzel. Deve-se ainda assinalar o ponto da concha que toca a base e, a partir dele, medir-se a distância.

- b) Com o uso continuado do aparelho, forma-se uma reentrância de vido ao desgaste da base, tolerada até uma profundidade máxima de 0,007 cm.
- c) Para obter resultados consistentes, Casagrande recomenda apoiar a base em lista telefônica velha, ou sobre 2,5 cm de
  papel toalha. A base pode dispor de pés de borracha bastante
  mole, sendo dois colocados nos cantos da face traseira e 1
  no meio da face dianteira.
- d) A verificação de base do aparelho é feita deixando se uma esfera de 8mm de diâmetro e 2g de peso cair de uma altura de 25cm. A altura máxima de retorno deve estar compreendida entre 18 e 23 cm.
- e) Finalmente, permite-se as seguintes tolerâncias nas dimen sões do cinzel:

largura da ponta: 2,00 ± 0,05 mm largura do topo :11,00 ± 0,20 mm altura \* 8,00 ± 0,10 mm

Estas e outras recomendações encontram-se em artigo de Casagrande (1958), sempre preocupado com questões de repe tibilidade e reprodutibilidade dos resultados de ensaios dos li mites de Atterberg.

# 6.2. Preparação das Amostra

Uma vez recebida a amostra, há que se cuidar para não misturar solos diferentes. É de bom alvitre medir-se o teor de umidade natural.

No caso de amostras deformadas, recomenda-se evitar que elas sofram processos de secagem e a umidade caia para valo res abaixo do LP ou do teor de umidade natural.

Do material recebido, separar a fração que passa - na peneira 40 (0,42 mm),

- a) lavando-se na peneira 40; ou
- b) procedendo-se a uma decantação sucessiva, tomando como padrão a velocidade de 0,5 cm/s de queda de partículas de 0,0714 mm (peneira 200), segundo a Lei de Stokes; a parte grossa desta separação vai para estufa, para, posteriormente,



ser passada na peneira 40; o material passado é juntado aos finos da decantação sucessiva.

Sugere-se formar cerca de 200 g, em peso seco, de material passado na peneira 40.

Se o material é todo com partículas inferiores à 0,42 mm, homogeneizá-lo bem . Para argilas gordas, deixar 24 horas de cura em câmara úmida e misturá-lo antes de ensaiar, para que a umidade seja uniformemente distribuída.

Se a pasta estiver muito úmida, usar papel-toalha para secagem.

Se se usar o processo de decantação sucessiva, o material em suspensão é recolhido em recipientes maiores, colocado em estufa para remoção do excesso de água, até que eletenha consistência de pasta.

- 6.3. Ensaio do Limite de Liquidez (a ser feito em ambiente com umidade relativa do ar elevada)
  - a) Colocar na concha de 50 a 75g da amostra, preparada conforme exposto acima. O teor de umidade inicial deve ser tal que se jam necessários 15 golpes para fechar a ranhura. Cuidar para que não haja bolhas de ar. A quantidade de material deve ser tal que uma ranhura completa possa ser formada com o cinzel. Use uma espátula para alisar a superfície do solo na concha.
  - b) Segurar a concha com o ponto de apoio para cima. O cinzel é mantido perpendicularmente à superfície da concha e a ranhura é feita ao longo do eixo mediano perpendicular ao eixo de rotação da concha.
  - c) Recoloque a concha no Aparelho de Casagrande, após verificar que todas as suas partes estejam limpas.
  - d) Gire a manivela, com a velocidade de 2 rotações por segundo, até que a ranhura se feche num comprimento de 1,3 cm. Se no fechamento forem notadas irregularidades devidas a bolhas de ar ou grãos de areia, eliminar o resultado obtido e repetir o ensaio.



- e) Homogeinize o material novamente, incluindo aquele que foi removido pelo cinzel, e repita o ensaio para o mesmo teor de umidade, até que três determinações mostrem resultados consistentes.
- f) Remova 5g de solo das imediações da parte fechada da ranhu ra, para determinar o teor de umidade.
- g) Repetir o procedimento para obter dois pontos, no gráfico h-log N, entre 20 e 25, e outros dois entre 25 e 30 golpes. O limite de liquidez é o teor de umidade correspondente a 25 golpes.

## 6.4. Ensaio do Limite de Plasticidade

As operações devem ser feitas em câmara úmida, ou ambiente com umidade relativa do ar elevada.

3 (00 10%) Slachdo A NBR)

a) Toma-se cerca de 1 cm Vde material preparado conforme des-

- crição feita no ítem 6.2. acima.
- b) Reduz-se a umidade da amostra comprimindo-a entre duas lhas de papel toalha, ou rolando-a sobre papel absorvente, desde que não haja aderência de suas fibras ao solo. Este processo de abaixar o teor de umidade pode ser executado mais rapidamente em ambiente seco.
- c) Ao se aproximar do LP, voltar para a câmara úmida e conti nuar rolando o solo sobre placa de vidro, atraves da palma da mão ou sob a base dos dedos. O processo deve ser repitido continuadas vezes, juntando-se os rolinhos e formando, por pressão, uma massa com forma de elipsoide, rolando-a no vamente, até que se fragmente em segmentos de 6 a 10 mm de com  $(N^{10})$ primento e diâmetro de 3 mm. Para muitos solos a superfície dos segmentos torna-se fissurada no LP. Se o solo for orgânico, operar devagar e com cuidado para evitar quebras prematuras; para argilas gordas é necessário usar forte pressão, o que faz o operador parar antes de atingir o LP.
- d) Pese imediatamente os segmentos, determinando, no dia sequin te, seu teor de umidade, que é o LP.
- e) Fazer duas determinações do LP, que devem estar num interva



lo de ± 2% em relação à média. Para solos com LP abaixo de 20% pode-se tolerar desvios maiores.

## 6.5. Discussões dos procedimentos de Ensaio

a) Sobre o cinzel

Casagrande recomenda o uso do cinzel chato mesmo para areias: a) usar espátula antes e depois garibaritar - com o cinzel; e b) este procedimento introduz êrro pouco significativo, por se tratar de solos para os quais o LL têm - pouca importância.

b) Ambiente úmido

Repetir o ensaio três vezes para a mesma umidade; a diferença deve ser de l. Por exemplo, a sequência 30, 32 e 34 corresponde a ambiente seco; 32, 30 e 30, a ambiente úmido.

c) Secagem do Material

A secagem prévia do material ao ar ou em estufa pode provocar mudanças irreversíveis nas caracterísitcas colo<u>i</u> dais.

Por exemplo, o solo da barragem de Sasumua, citado nos Capítulos III e IV, apresentou os resultados indicados na Tabela V-3.

# ENSAIO DE LIMTE DE LIQUIDEZ

1 OBJETIVO

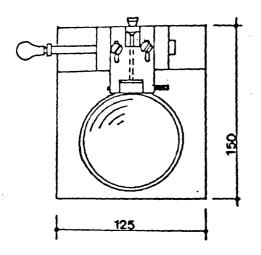
Esta Norma prescreve o método para a determinação do limite de liquidez dos solos

- 2 NORMA COMPLEMENTAR
- Na aplicação desta Norma é necessário consultar:

NBR 6457 - Preparação de amostras de solo para ensaio de compactação e ensaios de caracterização - Método de ensaio

- 3 APARELHAGEM
- 3.1 A aparelhagem ou dispositivo com o qual se executa o ensaio é a que se segue:
  - a) estufa capaz de manter a temperatura de 60 a  $65^{\circ}$ C e 105 a  $110^{\circ}$ C;
  - b) cápsula de porcelana com aproximadamente 120 mm de diâmetro;
- c) espătula de lâmina flexivel com aproximadamente 80 mm de comprimento e e 20 mm de largura;
  - d) aparelho com as características e dimensões indicadas na Figura 1:
  - e) cinzel com as características e dimensões indicadas na Figura 2:
  - f) recipientes adequados, tais como pares de vidros de relógio com gra co, que evitem a perda de umidade da amostra;
  - g) balança que permita pesar nominalmente 200 g, com resolução de 0.01 g e sensibilidade compatível;
  - h) gabarito para verificação da altura de queda de concha;
  - i) esfera de aço com 8 mm de diâmetro.





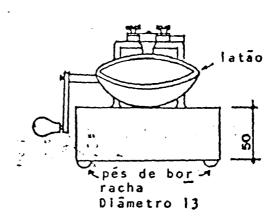


FIGURA 1a) - Vista em planta

FIGURA 1b) - Vista frontal

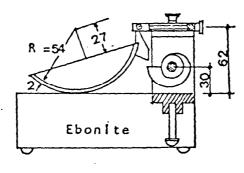


FIGURA 1c) - Vista lateral

medidas em mm

FIGURA 1 — Aparelho para determinação do limite de liquidez

- a) Verificar as características da base de ebonite do aparelho, deixando cair em queda livre, a esfera de aço com 8 mm de diâmetro, de uma al tura de 250 mm sobre a superfície da mesma, devendo a altura de restituição estar compreendida entre 185 e 230 mm;
- b) Verificar a massa do conjunto concha + guia do excentrico que deve es tar compreendido no intervalo 200 ± 20 g;
- c) Verificar se o excêntrico possui uma forma tal que durante os últimos 3 mm o movimento do mesmo não provoque variações na altura da concha, em relação à base (raio constante).



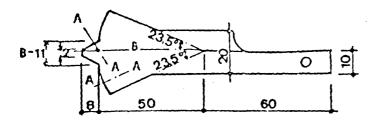


FIGURA 2a) - Vista em planta

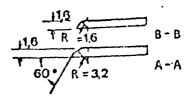


FIGURA 2b) - Seções

medidas em mm

FIGURA 2 - Cinzel

- 3.2 Inspecionar o aparelho de ensaio e verificar se:
  - a) o pino que conecta a concha está firme, não permitindo deslocamento la terais;
  - b) os parafusos que conectam essa concha estão apertados;
  - c) os pontos de contato, tanto da base como da concha, não estão gastos pe lo uso;
  - d) a concha não apresenta ranhuras, perceptiveis ao tato;
  - e) o cinzel está em perfeito estado.
- 3.3 Ajustar o aparelho de modo que o ponto de contato da concha com a base este ja 10 mm acima da base, quando aquela estiver no ponto mais alto do seu curso, utilizando-se para tal um gabarito, como se mostra na Figura 3. Após o ajuste e o aperto dos parafusos, testar o ajuste girando rapidamente a manivela várias ve zes e verificar novamente a altura de queda da concha.

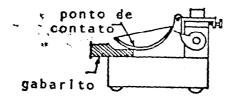


FIGURA 3 - Calibração da altura de gueda

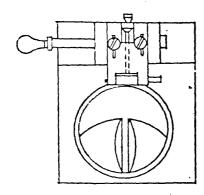


## EXECUÇÃO DO ENSAIO1

1.1 Proparação da amostra

Tomar metade da quantidade de amostra preparada de acordo com a NBR 6457.

- 4.2 Amostra preparada com secagem prévia
- 1.2.1 Colocar a amostra na capsula de porcelana, adicionar agua destilada em pequenos incrementos, amassando e revolvendo, vigorosa e continuamente com auxílio da espatula, de forma a obter uma pasta homogênea, com consistência tal que se jam necessários cerca de 35 golpes para fechar a ranhura.
- 4.2.1.1 O tempo de homogeneização deve estar compreendido entre 15 e 30 min,sen do o maior intervalo de tempo para solos mais argiolosos.
- .2.2 Transferir parte da mistura para a concha, moldando-a de forma que na parte central a espessura seja da ordem de 10 mm.
- 1.2.2.1 Realizar esta operação de maneira que não fiquem bolhas de ar no interior da mistura.
- 1.2.2.2 Retornar o excesso de solo para a cápsula.
- 1.2.3 Dividir a massa de solo em duas partes, passando o cinzel através da mes da, de maneira a abrir uma ranhura em sua parte central, normalmente à articula são da concha, como indicado na Figura 4. O cinzel deve ser deslocado perpendicu armente à superfície da concha.



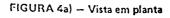




FIGURA 4b) - Seções

FIGURA 4 - Aspecto da ranhura

O ensaio deve ser executado em condições ambientais que minimizem a perda de umidade do material por evaporação, preferencialmente em recintos climatiza dos.



Nota: As operações de 4.2.2 e 4.2.3 devem ser realizadas com a concha na mão do operador; e,

- r quando houver dificuldade na abertura da ranhura deverse tentar obtêrla por passagens sucessivas e cuidadosas do cinzel.
- 4.2.4 Recolocar, cuidadosamente, a concha no aparelho e golpeá-la contra a base deixando-a cair em queda livre, girando a manivela à razão de duas voltas por se gundo. Anotar o número de golpes necessário para que as bordas inferiores da ranhura se unam ao longo de 13 mm de comprimento, aproximadamente.
- 4.2.5 Transferir, imediatamente, uma pequena quantidade do material de junto das bordas que se uniram para um recipiente adequado para determinação da umida de, conforme a NBR 6457.
- 4.2.6 Transferir o restante da massa para a capsula de porcelana. Lavar e enxugar a concha e o cinzel.
- 4.2.7 Adicionar água destilada à amostra e homogeneizar durante pelo menos 3 mi nutos, amassando e revolvendo vigorosa e continuamente com auxílio da espátula.
- 4.2.8 Repetir as operações descritas de 4.2.2 a 4.2.6, obtendo o 2º ponto de en saio.
- 4.2.9 Repetir as operações 4.2.7 e 4.2.2 a 4.2.6 de modo a obter pelo menos mais três pontos de ensaio, cobrindo o intervalo de 35 a 15 golpes.
- 4.3 Amostra pregarado sem sessgem présia
- 4.3.1 Se a amostra apresentar umidade inferior à correspondente ao 1º ponto de ensaio (cerca de 35 golpes para fechar a ranhura), proceder conforme 4.2.
- 4.3.2 Se a anostra apresentar umidade tal que permita a obtenção do 1º ponto de ensaio, colocá-la na cápsula de porcelana e misturá-la de forma a se obter uma pasta homogênea. A seguir, proceder como descrito de 4.2.2 a 4.2.9.

- 4.4.1 Com os resultados obtidos, construir um gráfico no qual as ordenadas (em escala logaríthica) são os números de golpes e as abcissas (em escala aritmética) são os teores de umidade correspondentes e ajustar uma reta pelos pontos as sim obtidos.
- 4.2.2 Obter na reta o teor de umidade correspondente a 25 golpes, que é o limite de liquidez do solo.



## RESULTADOS

- 5.1 O resultado obtido em 4.4.2 deve ser expresso em porcentagem, aproximado pa a o número inteiro mais próximo.
- 5.2 Deve ser indicado o processó de preparação da amostra (com ou sem <u>secagem</u> prévia ao ar).
- 5.3 Na impossibilidade de se conseguir a abertura da ranhura ou o seu fechamen to com mais de 25 golpes, considerar a amostra como não apresentando limite de liquidez (NL).

1 00 C 1 617/64 4 60°C .

# ENSAIO DE LIMITE DE PLASTICIDADE

## 1 OBJETIVO

Esta Norma prescreve o método para a determinação do limite de plasticidade e <u>pa</u>ra o cálculo do índice de plasticidade dos solos.

## 2 NORMAS COMPLEMENTARES

Na aplicação desta Norma é necessário consultar:

NBR 6457 - Preparação de amostras de solo para ensaio de compactação e ensaios de caracterização - Método de ensaio

NBR 6459 - Solo - Determinação do limite de liquidez - Método de ensaio

## 3 APARELHAGEM

A aparelhagem ou dispositivo com o qual se executa o ensaio é a que se segue:

- a) estufa capaz de manter a temperatura de  $60^{\circ}$ a  $65^{\circ}$ C e de  $105^{\circ}$  a  $110^{\circ}$ C;
- b) capsula de porcelana com aproximadamente 120 mm de diâmetro;
- c) espatula de lâmina flexivel, com aproximadamente 80 mm de comprimento e 20 mm de largura;
- d) recipientes adequados, tais como pares de vidros de relógio com grampo, que evitem a perda de umidade da amostra;
- c) balança que permita pesar nominalmente 200 g, com resolução 0,01 g e sens<u>i</u> bilidade compativel;
- f) gabarito cilindrico para comparação, com 3 mm de diâmetro e cerca de 100 m de comprimento;
- q) placa de vidro de superfície esmerilhada, com cerca de 30 cm de lado.



# 4 EXECUÇÃO DO ENSAIO1

- 4.1 Preparação da amostra
- Tomar metade da quantidade de amostra preparada de acordo com a NBR 6457.
- 4.2 Amostra preparada com secagem prévia
- 4.2.1 Colocar a amostra na cápsula de porcelana, adicionar água destilada em pequenos incrementos, amassando e revolvendo, vigorosa e continuamente, com o auxílio da espátula, de forma a obter uma pasta homogênea, de consistência plástica
- 4.2.1.1 O tempo total de homogeneização deve estar compreendido entre 15 e 30 min, sendo o maior intervalo de tempo para solos mais argilosos.
- 4.2.2 Tomar cerca de 10 g da amostra assim preparada e formar uma pequena bola, e deve ser rolada sobre a placa de vidro com pressão suficiente da palma da mão para lhe dar a forma de cilindro.
- 4.2.3 Se a amostra se fragmentar antes de atingir o diâmetro de 3 mm, retornála a cápsula de porcelana, adicionar agua destilada, homogeneizar durante pelo menos 3 min, amassando e revolvendo vigorosa e continuamente com auxilio da espatula e repetir o procedimento descrito em 4.2.2.
- 4.2.4 Se a amostra atingir o diâmetro de 3 mm sem se fragmentar, amassar o material e repetir o procedimento descrito em 4.2.2.
- 4.2.5 Ao se fragmentar o cilindro, com diâmetro de 3 mm e comprimento da ordem de 100 mm (o que se verifica com o gabarito de comparação), transferir imediata mente as partes do mesmo para um recipiente adequado, para determinação da umida conforme a NBR 6457.
- 4.2.6 Repetir as operações 4.2.2 a 4.2.5 de modo a obter pelo menos três valo res de umidade.
- 4.3 Amostra preparada sem secagem previa
- 4.3.1 Colocar a amostra na cápsula de porcelana, amassar e revolver vigorosa e continuamente com o auxílio da espátula, de forma a obter uma pasta homogênea, de consistência plástica.
- 4.3.2 Proceder como escrito de 4.2.2 a 4.2.6.

O ensaio deve ser executado em condições ambientais que minimizem a perda de umidade do material por evaporação, preferencialmente em recintos climatiza dos.



## 5 RESULTADOS

5.1 Limite de planticidade

5.1.1 Considerar satisfatórios os valores de umidade obtidos quando, de pelo me nos três, nenhum deles diferir da respectiva média de mais que 5% dessa média.

5.1.2 O resultado final, média de pelo menos três valores de umidade considera dos satisfatórios conforme 5.1.1, deve ser expresso em porcentagem, aproximado para o inteiro mais próximo.

5.1.3 Deve ser indicado o processo de preparação da amostra (com ou sem secagem prévia ao ar).

5.1.4 Na impossibilidade de se obter o cilindro com 3 mm de diâmetro, considerar a amostra como não apresentando limite de plasticidade (NP).

5.2 Indice de plasticidade

5.2.1 0 indice de plasticidade dos solos deve ser obtido utilizando-se a expressão:

IP = LL - LP

Onde:

IP = Indice de plasticidade

LL = limite de liquidez, determinado de acordo com a NBR 6459

LP = limite de plasticidade

5.2.2 O resultado final deve ser expresso em porcentagem.

5.2.3 Quando não for possível determinar o limite de liquidez ou o limite de plasticidade, anotar o índice de plasticidade como NP (não plástico).



# AULA 09 - CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS HIGHWAY RESEARCH BOARD - HRB

# 9.1 - Classificação de Solos HRB - Highway Research Board - AASHTO - Para Finalidades Rodoviárias

Classificação de solos que data da década de 1920 e que após a 2a. Guerra Mundial sofreu alterações quando foi normalizada pela AASHTO - American Association of State Highway Officials, que perduram até nossos dias. É um sistema de classificação de solos de aplicação rodoviária baseado nos limites de Atterberg e na granulometria.

São apresentados 7 classes subdivididos em 11 grupos assim denominados:

A-1 subdividido em A-1-a e A-1-b;

A-2 subdividido em A-2-4, A-2-5, A-2-6, e A-2-7;

A-3, A-4, A-5; A-6; e,

A-7 subdividido em A-7-5 e A-7-6.

As classes A-1, A-2 e A-3 tratam-se de materiais mais grossos, que apresentam de até no máximo de 35% de material retido na # 200 (0,075mm de abertura). Limitados em 15%, 25% e 10% para os grupos A-1-a, A-1-b e A-3 respectivamente.

Para as classes A-1 e A3 o IP - índice de plasticidade é limitado em 6% o que caracteriza materiais com predominância de não plástico (pedra britada, pedregulho e areias).

Já os grupos A-2-4 e A-2-5 o IP é limitado em 10%, os grupos A-2-6 e A-2-7 especifica um mínimo de 11% no IP. Na classe A-2 considera-se o LL - limite de liquidez, tratam-se dos materiais: areias e areias argilosas ou siltosas.

Para as classes A-4, A-5, A-6 e A-7, tem-se no mínimo 35% de material passado na peneira acima e considera-se também tanto o IP como o LL. Tratam-se solos finos argilas e siltes.

É apresentado na Figura 49 um roteiro expositivo de um processo classificatório de solos. Através de parâmetros extraídos dos solos, que para a classificação HRB são denominadas de "propriedades índices" - limites de Atterberg e granulometria, pode-se classificá-los e devido a esses parâmetros pode-se verificar a aplicabilidade do solo. Assim observe-se que entre a classe do solo e o solo propriamente dito existe uma relação biunívoca.

Através dessa relação biunívoca¹ pode-se perfeitamente associar o comportamento de um solo, que esta dentro de uma determinada classe ao desempenho esperado. Observe-se que entre o solo e os parâmetros existe uma relação biunívoca, logo, o solo está perfeitamente relacionado com os parâmetros e vice-versa. Da mesma forma, as classes em que os parâmetros estão categorizados, pode-se constatar a mesma relação. A aplicação, objeto da classificação dos solos correlaciona-se com as classes, que por sua vez, esta associada aos parâmetros. Desta forma, a Figura 50 ilustra as relações biunívocas existente em uma classificação.

APOSTILA DE MECÂNICA DOS SOLOS Prof. Dr. Edson de Moura

Relação que associa, a cada um dos elementos de um conjunto, um único elemento de outro conjunto, e vice-versa.
FACULDADE DE TECNOLOGIA DE SÃO PAULO
APOSTILA DE Departamento de Transportes e Obras de Terra



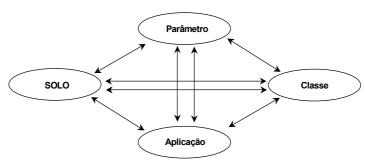


Figura 50 - Roteiro Classificatório de Solos

A classificação HRB foi desenvolvida para solos de clima frio e temperado, estando assim, os solos de clima tropical, sujeitos a uma má classificação, ou seja, a relação biunívoca pode não ocorrer.

Exercício - Classificar os solos identificados de 1 a 7 da Tabela 9 pela classificação HRB utilizando o quadro classificatório da Figura 52. Os valores da granulometria (% passa nas peneiras n. 2, 40 e 200) deverão ser extraídos da Figura 51.

Tabela 09 - Classificação HRB

		Limites de Atterberg			Granu	Classificação			
Material	Identificação	LL	LP	ΙP	Aberturas (mm) e número (n.)			HBR	
		(%)	(%)	(%)	10 / 2	0,42/40	0,075/200	FIDK	
1	Brita graduada	-0-	NP						
2	Brita graduada	-0-	NP						
3	Areia argilosa laterítica (RJ) - Brasil.	29	10						
4	Areia Silto-argilosa sedimentar - Suíça	17	5						
5	Areia siltosa saprolítica sobre gnaisse (SP) - Brasil	28	9						
6	Argila laterítica de basalto (SP) - Brasil	54	24						
7	Argila saprolítica sobre basalto (SP) - Brasil	56	25						

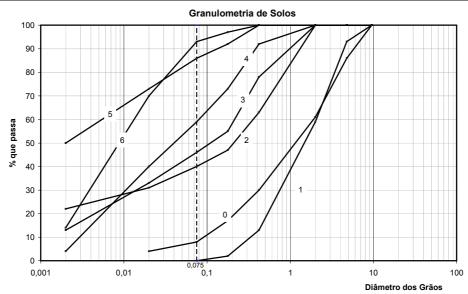


Figura 51 - Distribuição granulométrica dos materiais da tabela 09



Classificação geral	Materiais granulares (p) (35% ou menos passando na peneira nº 200)								Materiais siltosos e argilosos (p) (mais de 35% passando na peneira de nº 200)			
	A-1			A-2							A-7	
Grupo	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7-5 A-7-8	
Peneiração: % que passa: Nº 10	50 máx. 30 máx. 15 máx.	50 máx. 25 máx.	51 min. 10 máx.	35 máx-	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 m(n.	36 mín.	36 m/n.	36 m (n	
Características da fração que passa nº 40: Limite de Liquidez-LL-(%) Indice de Plasticidade-IP-(%)	6 máx.		NP	40 máx.	41 mín. 10 máx.	40 máx. 11 mín.	41 mfn. 11 mfn.	40 máx.	41 mín. 10 máx.			
Índice de Grupo (/G)	0		0	0		4 máx.		8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx	
Materials que predominam	Pedra britada, pedreg. e areia.		Arela fina	Areia e areia siltosa ou argilosa			Solos	litosos Solos argilosos				
Comportamento geral como sub-leito			Ex	celente a bom				Fraco a pobre				

Processo de classificação: Com os dados de laboratório, iniciar a classificação da esquerda para a direitu, por eliminação. O primeiro grupo da
esquerda que satisfizer aos dados, será o grupo procurado.

Figura 52 - Quadro de classificação HRB

Com base nas características e aplicação de cada material descritas abaixo, comente sobre a eficácia da classificação HRB para os solos tropicais.

- Material 1 corresponde a um material especificado pelo DNIT para construção de bases granulares de rodovias, com curva granulométrica atendendo a faixa D das especificações do mesmo órgão.
- Material 2 precisa sofrer estabilização granulométrica (adição de outro material ou materiais) para atender as especificações do DNIT para se construir bases granulares enquadradas na faixa D.
- O material 3 é muito utilizado como base de rodovias de baixo volume de tráfego. Apresenta baixa expansão e alta resistência de ISC. Perde pouca resistência quando em contato com água.
- Já o material 4 precisou ser estabilizado com cimento para ser empregado sub-base de um pavimento de baixo volume de tráfego na Suíça.
- Material 5 apresenta-se expansivo e de baixa capacidade de suporte (ISC). Quando em contato com água perde considerável resistência. Esse tipo solo tem apresentado problemas em taludes e aterro como erosão.
- O material 6, embora muito contrátil, e apresentar trincamento, é pouco expansivo e resistente. Perde pouca resistência quando em contato com água e tem sido utilizado em bases de pavimentos de baixo volume de tráfego, in natura, com adição de areia ou material pétreo, ou mesmo com adição de cimento ou cal.
- Já o material 7 é excessivamente contrátil e expansivo e perde considerável resistência quando em contato com água.

<sup>-</sup> Solos A-7: Se IP < LL-30 será A-7-5; Se IP > LL-30, será A-7-6.



# AULA 10 - METODOLOGIA - MINIATURA COMPACTADO TROPICAL - MCT

## 10.1 - Introdução

As deficiências dos procedimentos tradicionais de caracterização e classificação geotécnicas para solos tropicais com finalidades rodoviárias surgiram desde que se introduziu o uso da Mecânica dos Solos nos estudos de nossos solos para pavimentação, ainda na década de quarenta, os nossos técnicos rodoviários começaram a encontrar dificuldades. A maior dificuldade foi que os solos de mesmo grupo da classificação desenvolvida pela Public Roads Administration que mais tarde evoluiu para a classificação conhecida como HRB (Highway Research Board) ou AASHO (American Association of State Highways Officials), incluía no mesmo grupo A-7, tanto solos siltosos reconhecidamente inferiores pelas suas más qualidades, tanto em estado seco como encharcado, como as argilas lateríticas, reconhecidamente de bom comportamento. Fato similar também ocorria com solos do Grupo A-4, que também incluía variedades siltosas saprolíticas e areno-argilosas lateríticas.

# 10.1.3 - Metodologia MCT

A metodologia miniatura compactado tropical - MCT tem como base o mesmo equipamento de moldagem de corpos-de-prova de dimensões reduzidas, anteriormente mencionado, entretanto, de maneira gradual, várias modificações para melhor adaptá-lo ao estudo específico de solos tropicais para finalidades de pavimentação.

A miniaturização desenvolvida pela Iowa State University consistiu basicamente em reduzir os corpos-de-prova convencionais de 1000 cm3 - corpos-de-prova Proctor e de 2000 cm3 - corpos-de-prova de CBR para corpos-de-prova de 50 mm de diâmetro e 50 mm de altura. A seguir apresentam-se nas Figuras 53a e 53b e também nas Figuras 54° e 54b, evidenciando as diferenças entre o equipamento de Iowa e o equipamento convencional.



Figura 53a - Cilindro e soquete de Iowa - Seção plena



Figura 53b - Cilindro e soquete - Proctor 1000 cm3





Figura 54a - Suporte de moldagem equipamento de Iowa



Figura 54b - Cilindro de CBR - 2000 cm3

Uma das primeiras contribuições atribuídas a metodologia MCT foi a miniaturização do ensaio de CBR, denominado de M-CBR. Os primeiros resultados obtidos foram apresentados por Nogami em 1972 (Determinação do Índice de Suporte Califórnia com Equipamento de Dimensões Reduzidas - Ensaio Mini-CBR, II Reunião das Administrações Rodoviárias, Brasília).

A utilização do referido procedimento (reduzido) provou as suas inúmeras vantagens, das quais destacam as seguintes:

- excelente correlação com o CBR tradicional para solos do Estado de São Paulo,
- redução considerável da mão de obra e custo de material e aparelhagem, em grande parte decorrente da drástica redução na quantidade de amostra necessária (redução de cerca de 20 vezes em relação ao tradicional de 150mm de diâmetro)
- excelente reprodutibilidade, variação fácil das condições de ensaio, tais como sobrecargas, energia de compactação, tempo de embebição e inclusive realizar facilmente sem embebição e mesmo sob lamina d'água
- facilidade de executar o ensaio de compactação em amostras virgens (isto é sem reutilização)
- possibilidade de determinação de propriedades suplementares para melhor escolha de solos mais apropriados para pavimentação, sobretudo para bases de pavimentos de baixo custo, tais como: contração por perda de umidade, permeabilidade e infiltrabilidade (penetração d'água em corpos de prova não saturados)
- penetração da pintura betuminosa etc.

Em vista do acima exposto, o conjunto de ensaios acima referidos passou a ser designado Mini-CBR e Ensaios Suplementares.

Além disso, o estudo geotécnico com base nos ensaios em consideração, foi bastante efetivo para que pudesse reavaliar as possibilidades dos diversos solos tropicais típicos do Estado de São Paulo, para pavimentação. Contudo, era um procedimento por demais complexo e oneroso para fins classificatórios, sobretudo se comparado com o procedimento tradicional, que se baseia nos índices tradicionais (porcentagem que passa na peneira 0,075, LL e IP) Por isso, esforços contínuos foram efetuados no início da década de 1980, para que isso fosse atingido.



## 10.2 - MINI-MCV e Classificação Geotécnica MCT

# 10.2.1 - Classificação MCT - Convencional

O primeiro passo significativo para esse objetivo foi conseguido quando, tiveram sucesso, as tentativas de adaptar o novo procedimento de compactação desenvolvido por Parsons (1976) no Road and Transport Research Laboratory da Grã Bretanha, para corpos de prova de dimensões reduzidas (50 mm de diâmetro). Lembre-se que o procedimento desenvolvido por Parsons utilizava corpo de prova de 100 mm de diâmetro.

O procedimento de Parsons difere do Proctor tradicional porque ao contrário deste, a compactação é feita variando simultaneamente a energia (ou número de golpes) de compactação e o teor de umidade. Para se obter essa condição, um corpo de prova com um determinado teor de umidade, é submetido a número crescente de golpes de soquete, medindo-se periodicamente a massa específica aparente, até que atinja um valor máximo praticamente constante. Obtém-se dessa maneira dados para que possa traçar uma família de curvas de compactação, alem de uma linha de máxima densidade para um determinado teor de umidade.

Parsons desenvolveu uma classificação geotécnica a partir de parâmetros empíricos a e b obtidos de uma curva (considerada reta) que relaciona um parâmetro empírico designado MCV (Moisture Condition Value) com o teor de umidade de compactação. Um procedimento similar leva, com uso de equipamento miniatura, a valores que designamos de a' e b'. Lamentavelmente, as classificações geotécnicas com uso desses parâmetros não distinguiam os solos de comportamento lateríticos daquelas de comportamento saprolítico (portanto não laterítico). Em vista disso, procurou-se novos parâmetros e após muitas tentativas, conseguiu-se obter parâmetros, que foram designados de c', d' e e' que possibilitava a almejada distinção, sendo que esses parâmetros são obtidos a partir do ensaio de compactação segundo o procedimento de Parsons, e designado de Mini-MCV. O parâmetro e' foi obtido pelo uso da Equação 13:

$$e' = \sqrt[3]{\frac{20}{d'}} + \frac{Pi}{100} \tag{13}$$

Onde: e' = coeficiente que expressa o comportamento laterítico do solo;

d´= coeficiente angular do ramo seco mais acentuado, da curva de compactação correspondente a energia 10 golpes e,

Pi - perda de massa por imersão (%) (será detalhado mais a frente).

O uso dos parâmetros c' em abscissas e e' em ordenadas permitiu agrupar os solos tropicais de maneira apropriada para uso em pavimentação. O universo dos solos tropicais foi subdividido em duas grandes classes designadas de solos de comportamento laterítico (L) e de comportamento não laterítico (N), compreendendo ao todo 7 grupos. Essa classificação foi inicialmente apresentada em 1981.

Enquanto que o Mini-CBR e Ensaios Suplementares requer, para distinguir apropriadamente os tipos de solos tropicais, pelo menos 16 corpos de prova, envolvendo nada menos que determinação de 6 parâmetros, enquanto que para obtenção dos coeficientes e índices para fins classificatórios, pode ser obtida apartir de apenas 4 corpos de prova, envolvendo basicamente 3 parâmetros. Isso é altamente significativo, porém considerada ainda demasiadamente complexo para estudos geotécnicos preliminares.



A seguir é apresentado o procedimento de classificação Mini-MCV convencional, trata-se de um artigo científico apresentado pelo autor dessa apostila no 37º Congresso da Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) e 11º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária em Goiânia/GO - 2006.

# 37ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO 11º ENCONTRO NACIONAL DE CONSERVAÇÃO RODOVIÁRIA 37<sup>a</sup> RAPv / 11<sup>o</sup> ENACOR

GOIÂNIA/GO - BRASIL - 08 a 11 de agosto de 2006

Local: Centro de Convenções de Goiânia

# M-MCV SIMPLIFICADO - CÁLCULO DO COEFICIENTE C' UMA ABORDAGEM DIDÁTICA

Edson de Moura<sup>1</sup>; Walter Canales Sant'Ana<sup>1</sup> & Liedi Bariani Bernucci<sup>1</sup>



## **RESUMO**

Dentre os vários ensaios que compõe a metodologia MCT — Miniatura Compactado Tropical, o ensaio M-MCV, baseado no original de Parsons, propicia o cálculo de vários parâmetros com os quais classificam-se os solos tropicais, especialmente com a finalidade de uso em camadas compactadas de pavimentos. O parâmetro c' da classificação MCT corresponde a uma avaliação da graduação combinada com a coesão, e o parâmetro e' a uma avaliação do caráter ou comportamento laterítico. Na idealização do ensaio foi utilizada a seqüência de golpes de Parsons, que constitui duas progressões geométricas intercaladas, de acordo com a norma DNER ME-258/94. O c' é o coeficiente angular da curva de deformabilidade que define o MCV mais próximo ao golpe de número 10. Este trabalho discute o procedimento apresentado por Nogami e Villibor (2003), denominado de método simplificado para determinação do coeficiente c', que se baseia em uma seqüência de golpes diferente da Parsons, simplificando a operação do ensaio e apresentando outro modo de se obter o c'. Na nova conceituação, o critério de parada dos golpes de soquete é quando a diferença de leituras consecutivas, correspondentes a um número de golpes pré-determinado, for inferior a 0,05mm/golpe. Essa nova seqüência propicia um menor número de golpes aplicados no corpo-de-prova. Este trabalho é endereçado aos que se iniciam na MCT ou mesmo nesse novo método, pois busca de forma simples e objetiva mostrar seus passos e explicar o significado e obtenção detalhada dos coeficientes para classificação dos solos pela MCT. Apresenta-se ainda a seqüência completa, pelo método simplificado, para classificação de três solos: LA', LG' e NA'.

PALAVRAS-CHAVE: MCT, Mini-MCV, Solos Lateríticos, pavimentos

## **ABSTRACT**

Among several tests concerning MCT methodology – Miniature Compacted Tropical, the M-MCT test, based on the Parsons original experiment, provides the calculation of several parameters that classify tropical soils, specially aiming at the use of the results in compacted layers of pavements. The parameter c' of MCT classification is related to the evaluation of the soil granulation combined with cohesion, and the parameter e' to the evaluation of lateritic character or behaviour. For this test it was employed the Parsons sequence blows, which consists on two interspersed geometric progressions, according to DNER ME-258/94. C' is the angular coefficient from the deformability curve that defines the MCV nearest to the tenth blow. This work discusses the procedure presented by Nogami and Villibor (2003), called simplified method to obtain c' coefficient, which is based on a different blow sequence from Parsons, simplifying the test operation and presenting another way to obtain this coefficient. In the new concept, the criterion for stopping the blows is when the difference between two consecutive measurements, corresponding to a predetermined number of blows, is lower than 0,05mm/blow. This new sequence provides a less number of blows applied to the specimens. This work may be suitable for the MCT beginners or even those who is interested in this new method, since it looks for a simple and objective manner of showing its steps and for an explanation of the meaning and calculation of the coefficients and parameters of MCT soil classification. It is also presented a full procedure, according to the simplified method, to classify three kinds of soils: LA', LG', NA'.

**KEY-WORDS:** MCT, Mini-MCV, Lateritic soils, pavements.

## INTRODUÇÃO

Fax: (011) 3091-5716

edmoura@usp.br; liedi@usp.br

Departamento de Transportes e Obras de Terra



A classificação dos solos através de propriedades índices tornou-se uma prática no meio rodoviário, destacando-se a classificação rodoviária utilizada extensivamente por todos os técnicos que atuam em projetos e obras rodoviárias.

No entanto, as classificações utilizadas foram desenvolvidas em países de climas temperados e, assim, tomam como base o comportamento dos solos que se desenvolveram naquelas regiões. Vários casos foram constatados ao longo dos últimos 50 anos nos quais as classificações de solos inferem o comportamento geotécnico real de solos tropicais, formados sob atuação de clima quente e úmido.

Os professores Nogami e Villibor, em 1981, apresentaram a metodologia MCT (Miniatura, Compactado e Tropical) aplicada às finalidades rodoviárias, aos solos tropicais e para a minimização de quantidades de materiais e tempos despedidos nos ensaios tradicionais [1].

Apesar de conhecida ou normalizada por alguns órgãos rodoviários brasileiros, pode-se dizer que ela ainda não está totalmente disseminada, por motivos que podem ser:

- a simples resistência à mudança, visto que a classificação rodoviária, além de muito conhecida pela comunidade técnica rodoviária, utiliza-se de ensaios e equipamentos simples;
- falta de conhecimento de alguns órgãos rodoviários ou universidades brasileiras da existência de classificação para solos tropicais;
- aplicação da metodologia aos solos finos, mais de 90% devem passar na peneira de 2,0 mm;
- maior complexidade na realização dos ensaios e obtenção dos resultados em relação às práticas já existentes, sendo talvez este o maior obstáculo.

Este trabalho trata, portanto, de contribuir para o esclarecimento de alguns tópicos práticos que possam se encontrar ainda não esclarecidos e ainda reforçar as últimas simplificações introduzidas [2] de maneira a facilitar a execução dos ensaios e a obtenção e entendimento de seus resultados.

## A METODOLOGIA MCT

## Definições

Em linhas gerais a metodologia MCT:

- a) considera menores quantidades de solos para ensaios, utilizando corpos-de-prova miniatura com 50 mm de diâmetro (M):
- b) classifica os solos na condição que serão solicitados nas camadas de pavimento, ou seja, compactados (C);
- c) prioriza para classificar as peculiaridades dos solos das regiões tropicais (T).

Entende-se por solos tropicais aqueles que apresentam peculiaridades de propriedades e de comportamento em relação aos solos não-tropicais, em função da atuação de processos geológicos e/ou pedológicos, típicos das regiões tropicais úmidas. Os solos tropicais dividem-se em lateríticos e saprolíticos [3].

Os solos lateríticos são entendidos como aqueles que pertencem principalmente ao horizonte B de perfis bem drenados, desenvolvidos sob atuação de clima tropical úmido. A sua fração argila é constituída essencialmente de argilo-minerais do grupo das caulinitas e de óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio, formando esses componentes, estruturas porosas e agregações altamente estáveis. Já os solos saprolíticos resultam da decomposição "in situ" da rocha, mantendo de maneira nítida sua estrutura [3].

Os solos lateríticos apresentam notadamente uma irreversibilidade parcial ou total adquirida de propriedade após perda de água, ou seja, seu comportamento é pouco afetado quando novamente submetido à ação d'água [4], são solos que apesar de plásticos, não expandem ou expandem pouco em presença de água.

No passado foi bastante utilizada a relação sílica-sesquióxidos ( $SiO_2 / Al_2O_3 + Fe_2O_3 < 2,0$ ) como parâmetro definidor de solos lateríticos. Porém, alguns solos não-lateríticos também podem apresentar valores nessa faixa, o que somado ao excesso de regentes para realização do ensaio não tem tornado prática sua utilização [1].

## Ensaios da Metodologia MCT

Vários são os ensaios compreendidos pela metodologia MCT, sendo que neste trabalho serão enfocados aqueles necessários para a classificação do solo.

Os ensaios da MCT podem ser resumidos conforme o Tabela 1.



Tabela 1 – Resumo dos ensaios MCT, Nogami & Villibor (1995)

OBJETIVO	ENSAIO	DESCRIÇÃO					
Classificação do Solo	Mini-MCV	<ul> <li>- Preparo de cp's com teores de umidade diferentes, compactados em uma única face, segundo uma determinada série de golpes (Parsons ou Simplificada)</li> <li>- Traçado das curvas de compactação e deformabilidade para obtenção dos coeficientes d'e c', sendo d'utilizado para o cálculo do e'.</li> </ul>					
	Perda de água	- Imersão dos cp's obtidos no ensaio mini-MCV para obter o coeficiente PI					
	por imersão	parâmetro utilizado para o cálculo do e'.					
Compactação (Densidade máx. e hót.)		- Preparo de corpos-de-prova com 5 teores de umidade (utilizando energia normal, intermediária ou modificada). Esta etapa é geralmente utilizada para a preparação de cp's para ensaios de mini-CBR, contração, sorção e permeabilidade, pois se utiliza o mesmo procedimento. Os corpos-de-prova possuem diâmetro de 50,0mm e altura de 50 mm +/- 1,0mm - Traçado da curva de compactação para obtenção do γ <sub>s,max</sub> e h <sub>ót</sub> .					
Capacidade de Suporte	Mini-CBR	- Cp's preparados no ensaio mini-Proctor, com 5 teores de umidade - Imersão por 24 horas dos cp's (Mini-CBR <sub>imerso</sub> ). Mede-se a altura do cp antes e após a imersão para obtenção da <b>expansão</b> (axial em %) - Separar outra série de cp's (Mini-CBR <sub>sem imersão</sub> ) - Levar as duas séries de cp's para a prensa onde será procedida a penetração do pistão padrão (diâmetro de 16,0 mm) à velocidade constante Traçado das curvas tensão x penetração e obtenção do <i>Mini-CBR</i>					
Suscetibilidade ao Trincamento	Contração	<ul> <li>- Cp's preparados no ensaio mini-Proctor, com 5 teores de umidade</li> <li>- Levá-los aos suportes com extensômetro, para perda de umidade até sua constância de massa.</li> <li>- Medir periodicamente a variação de altura dos corpos-de-prova.</li> <li>- Obtenção da contração (axial em %).</li> </ul>					
Suscetibilidade à infiltração de água sem carga hidrostática  Sorção (Infiltrabilidade)		<ul> <li>- Levar os cp's preparados no ensaio mini-Proctor, com 5 teores de umidade às bases com pedra porosa</li> <li>- Medir periodicamente a variação da frente úmida</li> <li>- Traçado das curvas vazão de infiltração x (raiz do tempo) e obtenção do coeficiente de sorção</li> </ul>					
Suscetibilidade à percolação de água com carga hidrostática	Permeabilidade	<ul> <li>- Cp's preparados no ensaio mini-Proctor, com 5 teores de umidade</li> <li>- Saturação dos corpos-de-prova</li> <li>- Levá-los às bases c/ pedra porosa e ligá-los aos permeâmetros de carga variável</li> <li>- Medir periodicamente a variação no permeâmetro</li> <li>- Traçar as curvas de altura de nível d'água na bureta x tempo</li> <li>- Obtenção do coeficiente de permeabilidade</li> </ul>					

É comum confundir MCT (miniatura, compactado, tropical), que é toda a metodologia, com M-MCV, do ensaio Mini-MCV (miniature *moisture condition value*), que é um dos ensaios que compõem a metodologia, como visto no quadro 1.

## A Classificação MCT

A classificação MCT considera que os solos tropicais encontram-se separados em 2 grandes grupos: os de comportamento laterítico e os de comportamento não-laterítico, designados pelas letras L (Laterítico) e N (Não-Laterítico), respectivamente. A segunda letra que define o tipo de solo está relacionada à fração granulométrica predominante, ou seja, A (Areia), A'(Arenoso), S'(Siltoso) ou G'(Argiloso).

A definição dos sub-grupos MCT depende de coeficientes obtidos nos ensaios mini-MCV ( $\mathbf{c}'$ ,  $\mathbf{d}'$ ) e Perda de Massa por Imersão ( $\mathbf{Pi}$ ). Com  $\mathbf{d}'$  e  $\mathbf{Pi}$  obtém-se o índice  $\mathbf{e}' = \left(\sqrt[3]{\frac{20}{d'} + \frac{Pi}{100}}\right)$ . Finalmente, com  $\mathbf{c}'$  e  $\mathbf{e}'$  entra-se no gráfico que define

o sub-grupo MCT (Figura 1). Os procedimentos para obtenção dos coeficientes serão detalhados na sequência do trabalho.



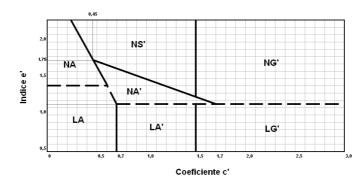


Figura 1 – Gráfico para classificação MCT

Uma alteração de caráter visual proposta por Nogami e Villibor (2003) no gráfico da Figura 1 é a modificação do do eixo do índice e' agora decrescente, o que proporciona o posicionamento das classes solos lateríticos sobre os não-lateríticos, assemelhando-se ao que ocorre nos perfis geotécnicos (Figura 2).

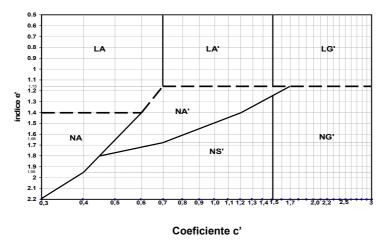


Figura 2 – Novo gráfico para classificação MCT proposto por Nogami e Villibor (2003)

## ENSAIO M-MCV

## Preparo da amostra para o ensaio de M-MCV

As amostras devem ser preparadas conforme descrito no item 7 da norma DNER-ME 258/94. Recomenda-se nessa norma que as porções tenham umidades sucessivamente crescentes (5 pontos) com espaçamentos diferentes conforme a natureza do solo e que sejam preparadas com antecedência de 24 horas ao ensaio. Trata-se de uma tarefa de difícil realização para laboratorista com pouca experiência. Uma maneira de minimizar eventuais erros nessa etapa é a pesagem da massa de água a ser adicionada à amostra seca, uma vez que a porção de solo é pequena (300g), se comparada com ensaios tradicionais de compactação.

As umidades das cinco porções de solo a serem preparadas devem necessariamente estar compreendidas dentro dos limites normalmente utilizados para a curva de compactação. O primeiro ponto, o mais seco, quando firmemente comprimido com a mão, deve ser capaz de formar torrão e, facilmente, ser esfarelado. No outro extremo, tem-se o quinto ponto, o mais úmido, quando a amostra umedecida não deve manchar a mão (em demasia).

Compactação

Os moldes metálicos, de 50 mm de diâmetro interno e 130 mm de altura, devem apresentar uma superficie interna lisa sem irregularidades localizadas. É necessário que estejam limpos e com uma fina camada de vaselina com finalidade lubrificante, para que, ao se extrair o corpo-de-prova, esse não sofra alterações devido ao atrito com a parede interna do molde cilíndrico. A vaselina deve ser passada com um pincel e o excesso deve ser removido com um papel ou pano.



Outro cuidado a ser tomado é a utilização de anéis de vedação, um no topo da amostra e outro na base, pois, impede que na compactação ocorra extrusão de material entre a parede interna do molde e a parede lateral da base do soquete. A não utilização do anel faz com que parte da energia de compactação seja dissipada no atrito entre a base do soquete e o molde, além de desgastar consideravelmente o equipamento. O anel mais indicado é o de seção triangular, em aço inoxidável, de maneira que um dos catetos do anel fique em contato com a parede do molde e o outro cateto com a base do equipamento (parte inferior) ou do soquete (superior).

Antes de uma jornada de trabalho deve-se aferir o aparelho de compactação conforme descrito no item 5 da norma DNER-ME 258/94. Essa aferição resulta numa constante que permite determinar a altura do corpo-de-prova em qualquer estágio de compactação, através da leitura do extensômetro subtraída desta constante.

Para iniciar a compactação, toma-se o molde metálico cilíndrico, ajusta-se o anel de vedação na parte inferior com a parte chanfrada para cima, colocando o conjunto sobre a base fixa do aparelho, já estando sobre a mesma um disco de polietileno (plástico). Um par de suportes "meia cana" adjacentes à base fixa suportam inicialmente o molde. Posicionado o molde, coloca-se 200g de massa úmida (anteriormente preparada) com auxílio de funil, sendo que essa porção de solo deve ser levemente acomodada dentro do molde, com uma haste fina, de maneira que não existam perdas ao se tirar o funil.

Iniciada a compactação, após o primeiro golpe, devem ser removidos os suportes em "meia-cana" e o molde deve ser deslocado com as mãos, aproximadamente, 4cm para baixo, deslizando pela base fixa. Nessa condição, para os golpes subsequentes, a distribuição da energia no corpo-de-prova será mais eficiente.

São dois procedimentos de compactação para a determinação da classificação dos solos. Na concepção da metodologia, a seqüência de golpes utilizada foi a Parsons, denominando-se o ensaio de *M-MCV convencional*. O outro procedimento de compactação para classificação dos solos, apresentado em [2], adotou uma nova seqüência de golpes denominando-se o ensaio, de *M-MCV simplificado*. Neste trabalho, os autores optaram por abordar somente o procedimento referente à nova seqüência de golpes.

A sequência de golpes é: 2, 4, 6, 10, 20, 40, 60, 80, 100, ...., e, como mencionado anteriormente, os golpes são acumulativos, ou seja, aplicam-se inicialmente dois golpes e efetua-se a leitura referente ao 2º golpe. Na sequência dáse mais dois golpes efetuando-se a leitura referente ao 4º golpe. Aplicam-se mais dois golpes e faz-se a leitura referente ao 6º golpe e assim por diante.

O critério de parada da compactação diferencia-se bastante do método M-MCV convencional (série de Parsons). Cessa-se a compactação quando a diferença entre duas leituras consecutivas for inferior a 0,05 mm vezes o número de golpes entre essas duas leituras. Por exemplo, cessa-se a compactação no sexto golpe se a diferença de leituras após o sexto golpe e aquela efetuada após o quarto golpe for igual ou inferior a 0,1mm (2 x 0,05mm). Outro fator para cessar a compactação é quando houver exsudação d'água.

## Curvas de Deformabilidade

De posse das leituras (alturas) referentes aos cincos corpos-de-prova, determinam-se os valores de  $A_n$ . Toma-se como referência a última leitura (altura) correspondente ao último golpe acumulado aplicado no corpo-de-prova. A partir dela são subtraídas cada uma das leituras anteriores, obtendo-se um  $A_n$  para cada golpe da seqüência simplificada.

 $A_n = L_f - L_i$ ,

onde:  $A_n = diferença de leituras/alturas$ 

 $L_f$  = leitura final (último golpe)

 $L_i$  = leitura correspondente ao golpe i (golpes anteriores)



As curvas de deformabilidade são obtidas através da união dos pontos plotados em gráfico mono-log, onde o eixo das abcissas (escala logarítmica) corresponde ao número de golpes e o eixo das ordenadas corresponde ao  $A_n$  (escala linear). Quando essas curvas cruzam uma reta de equação  $A_n$ = 2,00 mm paralela às abcissas, diz-se que o solo (naquela umidade) definiu Mini-MCV. Para se determinar o valor de Mini-MCV nesta situação aplica-se a fórmula: Mini-MCV =  $10\log(n)$ , onde n é o número de golpes correspondente à interseção da curva de deformabilidade com a reta definida por  $A_n$ = 2,00mm.

# Obtenção e significado do coeficiente c'

É obtido a partir da curva de deformabilidade que define o Mini-MCV mais próximo de 10, ou seja, a curva cuja projeção da interseção com a reta de equação  $A_n$ = 2mm no eixo de abcissas é mais próxima de 10. Definida esta curva, unem-se seus pontos de interseção com  $A_n$ = 2mm e  $A_n$ = 7mm, formando uma reta da qual se extrai o coeficiente angular que é o próprio coeficiente c'. Figuras 04, 05 e 06.

O coeficiente c' indica uma combinação da graduação com a coesão, expressa por um deformabilidade, traduzindo o efeito da granulometria e da coesão do solo observado na compactação e não a distribuição granulométrica propriamente dita determinada em ensaio granulométrico por peneiramento e sedimentação.

Observe-se que as leituras de um solo argiloso apresentam um gradiente entre elas relativamente alto se comparado com um material arenoso (granular), logo, os valores de An (diferenças entre as leituras) para um solo argiloso apresentam-se superiores aos valores de An para os solos arenosos. As curvas de deformabilidade de solos argilosos são mais verticais que as curvas dos solos arenosos e por conseguinte das areias. Deduz-se que o coeficiente c' das argilas são elevados com valores superiores a 1,5 (retas muito inclinadas), já para as areias ou siltes não coesivos costumam ser inferiores a 1,0. Denota-se, portanto, a potencialidade de compressão dos materiais.

# Curvas de compactação

Com as leituras medidas para cada estágio da série de golpes (2, 4, 6, 10, 20, 40....) obtém-se as alturas correspondentes dos corpos-de-prova e daí os seus volumes. Assim, calculam-se as massas específicas aparentes secas (massa de solo seco/ volume do corpo-de-prova) para cada estágio da série de golpes em todas as umidades de compactação.

Assim são construídas as curvas de compactação para cada série de golpes (2,4,6,10,20,40...), que podem apresentar os seguintes formatos (Nogami e Villibor, 1995):

- picos bem acentuados e ramo seco retilíneo de inclinação acentuada, caracterizando as areias argilosas bem graduadas. A inclinação do ramo seco será ainda mais acentuada se a argila presente for de natureza laterítica;
- picos bem acentuados e ramo seco retilíneo de inclinação menos acentuada, caracterizando as argilas lateríticas;
- picos pouco acentuados e ramo seco com algum encurvamento, característicos de siltes saprolíticos e areias pouco ou não coesivas.

## Obtenção e significado do coeficiente d'

Entre as curvas de compactação desenhadas, o cálculo do coeficiente d' é baseado na curva referente ao golpe 10, pois esta melhor representa as condições de compactação no campo. Calcula-se a inclinação da reta que une dois valores de densidade, localizados no ramo seco da curva de compactação, nas proximidades da massa específica aparente seca máximo. Utiliza-se a umidade em % e a massa específica em kg/m³ para facilitar o cálculo do coeficiente e' que será visto adiante. Figuras 04, 05 e 06.

O coeficiente d'é um indicativo do comportamento laterítico do solo. Os solos de comportamento laterítico apresentam micro-estrutura em forma de "pipoca" que facilitam um ganho elevado de densificação, no ramo seco da curva de compactação, se comparado com solos que não são de comportamento laterítico [6].

No ramo seco de uma curva de compactação, o ganho de densidade de um solo de comportamento laterítico entre o ponto mais seco (primeiro) e o segundo ponto (+ 2% ou 3% de umidade) é tanto mais elevado quanto mais evidente o comportamento laterítico. Já nos solos de comportamento não laterítico, o ganho de densidade é relativamente baixo (solos siltosos, d'< 5, argilas d'< 10, em geral). Observe-se que os pontos tomados para cálculo devem estar localizados próximos da densidade máxima [6].

## Pi – Perda de Massa por Imersão

Este ensaio, especificado na norma DNER-ME 256/94, verifica a "estabilidade" que o solo apresenta em presença de água, depois de compactado. O ensaio tem a finalidade de acentuar a diferença entre um solo laterítico e não-laterítico quando existem semelhanças no ramo seco da curva de compactação (d') [6]. Sabe-se que os solos lateríticos que possuem coesão em presença d'água apresentam valores de Pi baixos, muitas vezes chegando a 0%. Sabe-se também que solos que não possuem coesão ou possuem baixa coesão podem apresentar valores de Pi elevados, chegando até na ordem de 300%. Apesar deste ensaio ser bastante afetado pela coesão que o solo possui, este ensaio não tem a propriedade de medir a coesão dos solos. O importante é a manutenção da coesão em presença de água que é avaliada neste caso.



O procedimento do ensaio se dá após o término da compactação, quando os moldes com os corpos-de-prova devem ficar em repouso por 2 horas com o objetivo de estabilização das tensões internas ao corpo-de-prova geradas com a compactação. Durante esse período, os moldes devem ser cobertos com um pano úmido para se evitar a perda de umidade de compactação dos corpos-de-prova. Em seguida, retiram-se os discos de polietileno e os anéis de cada molde e com um calço de madeira (diâmetro em torno de 48 – 49 mm e altura na ordem de 90 mm), deslocam-se 10 mm do corpo-de-prova para fora do molde. Normalmente para esta operação nos pontos de compactação mais secos se faz necessário o uso do extrator acoplado ao equipamento de compactação, devido à elevada resistência ao atrito que o solo oferece em contato com a parede interna do molde. Qualquer uma das faces do corpo-de-prova pode ser escolhida para ficar com a saliência de 10mm em relação ao molde, pois com o processo de compactação adotado, explicado anteriormente, em que o molde fica "flutuante", o corpo-de-prova recebe energia praticamente igual em ambas as faces.

Em um recipiente estanque com dimensões apropriadas para alojar os cinco moldes (um para cada ponto da compactação) juntamente com cinco cápsulas, devem-se dispor os moldes deitados na horizontal e apoiados em berços conforme croqui apresentado na Figura 3 com cerca de 20 a 30 mm de altura, podendo esses berços ser de maneira e que a saliência de 10mm fique posicionada sobre cápsula para coleta do material que se despreender.

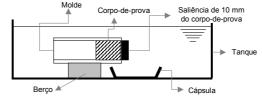


Figura 3 - Esquema do tanque para determinação do Pi

Conforme os procedimentos da norma DNER-ME 256/94, após o posicionamento de moldes e cápsulas, o tanque deve ser inundado de água gradualmente de maneira que esta não entre em contato com os solos deslocados de modo brusco, o que poderia causar erros no ensaio, principalmente de solos com características siltosas.

Recomenda-se que se faça um croqui de como ocorreu a perda de massa, tanto da porção remanescente no molde como também a parte precipitada na cápsula. Para esta deve ficar claro se o solo "esfarelou", se caiu em pedaços ou num único bloco. Este último caso implicará na adoção de um fator de redução (Fr = 0,5) no cálculo de Pi, minimizando o seu efeito no cálculo de e', pois provavelmente no deslocamento do corpo-de-prova ocorreram fissuras que propiciaram a perda em um único bloco. Nos outros casos adota-se Fr = 1,0.

O Pi  $(M_{Sd}/M_{SS}x_{100})_{xFr}$ ) é a relação percentual entre a massa seca desprendida e a massa seca saliente. A massa seca desprendida  $(M_{sd})$  é obtida diretamente da massa resultante na cápsula após a secagemem estufa a  $105^{\circ}\text{C}-110^{\circ}\text{C}$ . A massa seca saliente  $(M_{ss})$  é obtida através da relação proporcional entre massa total seca do corpo-de-prova  $(M_{st})$  e o volume total (área da base x altura final do corpo-de-prova) e massa seca saliente e o volume saliente (área da base x 10mm). Dessa relação resulta a expressão:  $M_{SS} = \frac{M_{SS} x_10}{4 \text{ mm}}$ .

No caso de solos siltosos, pode-se ter valores de Pi superiores a 300%, bastando que a quantidade de massa desprendida seja o triplo da massa seca da saliência de 10 mm.

Os Pi's obtidos para cada ponto de compactação são plotados no mesmo gráfico da curva de deformabilidade (Pi como eixo de ordenadas secundário), sendo que os valores correspondentes de abcissas (número de golpes) são determinados onde a curva de deformabilidade respectiva definiu o mini-MCV mais próximo de 10. Traça-se a curva Pi. Figuras 04, 05 e 06.

O valor Pi usado na classificação do solo é aquele definido pela interseção da curva Pi com a reta do golpe 10 ou golpe 32. A reta do golpe 10 é usada quando o corpo-de-prova compactado apresenta baixa densidade (altura final do corpo-de-prova correspondente ao teor ótimo de umidade ou o ponto mais próximo é igual ou superior a 48,00 mm), e a reta do golpe 32 quando o solo apresenta alta densidade (idem, inferior a 48,00mm). Figuras 04, 05e 06.

## Obtenção e significado do coeficiente e'

Quanto ao coeficiente e' = observe-se  $\left(\sqrt[3]{\frac{20}{d}}, + \frac{P_i}{100}\right)$  que para solos de comportamento laterítico os valores de d' são relativamente altos e os valores de Pi baixos, o que resulta em valores de e' baixos. Já para solos de comportamento não-laterítico tem-se o oposto, valores de d' baixos e valores de Pi elevados, o que dá um resultado de e' alto.

O fato de se empregar a raiz cúbica da somatória algébrica de d' e Pi está ligado a um ajuste visual do tamanho das áreas correspondentes aos solos lateríticos e não-lateríticos no gráfico de classificação (Figuras 1 e 2), objetivando-se que tenham a mesma proporção. Caso fosse utilizada a raiz quadrada, por exemplo, a área gráfica ocupada pelos solos não-lateríticos seria muito maior, o que poderia dar uma falsa impressão de potencialidade das ocorrências.

#### Classificação do solo

Com a obtenção dos coeficientes c' e e' para o solo ensaiado, utiliza-se o gráfico da Figura 2 (proposto em [2]) para determinar sua classificação MCT. Nos exemplos mostrados nas Figuras 4, 5 e 6 são classificados 3 tipos de solos de modo detalhado para que se possam dirimir dúvidas ainda existentes sobre os procedimentos descritos.



### **Comentários Finais**

Os ensaios da metodologia MCT (Tabela 1), se comparados aos ensaios convencionais de solos, apresentam um certo grau de complexidade tanto em sua realização como também em sua interpretação. Assim, os autores deste trabalho buscam familiarizar os iniciantes da MCT incentivando-os à leitura de trabalhos publicados anteriormente e à prática na realização dos ensaios para que possa compreender melhor os conceitos da metodologia .

## Agradecimentos

À CAPES pela bolsa de doutorado concedida ao 2º autor do trabalho.

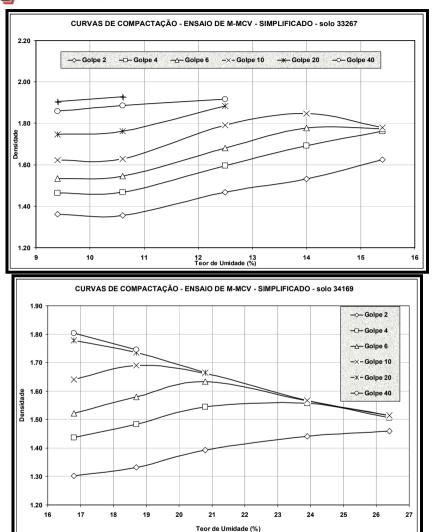
## Referências Bibliográficas

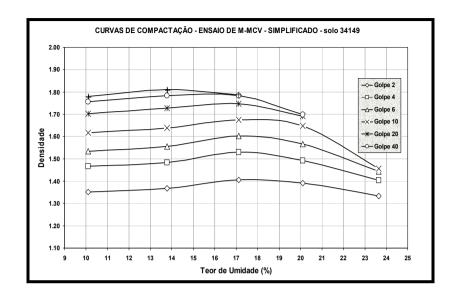
- [1] Bernucci, L.L.B. Considerações sobre o Dimensionamento de Pavimentos utilizando Solos Lateríticos para Rodovias de Baixo Volume de Tráfego. Tese de Doutorado apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1995.
- [2] Nogami, J.S., Villibor, D.F. Modificações Recentes na Classificação MCT. 34ª Reunião Anual de Pavimentação. Associação Brasileira de Pavimentação. Campinas, 2003.
- [3] Committee on Tropical Soils of ISSMFE Peculiarities of Geotechnical Behaviour of Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Progress Report, 1982-1985, chapter 4.2.4, ABMS, São Paulo, 1985.
- [4] Godoy, H.; Bernucci, L.B. O Método das Pastilhas na Compreensão das Propriedades Geotécnicas Básicas dos Solos: Um Recurso Didático. XVI Congreso de Pesquisa e Ensino em Transportes, Natal, 2002
- [5] Silva Jr, S.I. Estudo do Tratamento Antipó para Vias de Baixo Volume de Tráfego. Dissertação de Mestrado apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2005
- [6] Nogami, J.S.; Villibor, D.F. Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos. Editora Vilibor, São Paulo, 1995.



EN	SAIO I	DE CL	.ASSIFIC	CAÇÃO	M-M	ICV - S	IMPLI	IFICA	00							ENS	AIO DE	CLAS	SIFIC	AÇÃ	O M-I	MCV	- SIM	PLIFI	CADO						
Solo:		33267		Compler	mento:				Identific	: Táctil-\	/isual:				Data	Solo:		34149		compl	emento				Identific	c. Táctil-V	/isual:				Data
Massa d	_	200				K=		+ 50 =	93.42					atorista:			do cp =	200						+50 =					Laborate		
Saco	S + Ág	300		S + Ág	300	+40	S + Ág		+35	S + Ág	300	+30	S + Ág		+25	Saco	S + Ág	300	30	S + Ág		25	S + Ág		22.5	S + Ág	300	20	S + Ág	300	15
	Mold		A 08	Mold		P 09	Mol		N 06	Mole		C 02	Mo		P 04		Mold		A 08	Mo		P 09	Mol		N 06	Mole		C 02	Mold		P 04
Golpes	Leit.	An	Dens.	Leit.	An	Dens.		An	Dens.	Leit.		Dens.	Leit.	An	Dens.	Golpes	Leit.		Dens.			Dens.	Leit.		Dens.	Leit.	An	Dens.	Leit.	An	Dens.
(n) 0	(mm) 16.26	(mm)	(g/cm3) 1.15	(mm) 17.50	(mm) 27.56	(g/cm3) 1.18	(mm)		(g/cm3) 1.14	(mm) 9.54	(mm)	(g/cm3) 1.10	(mm) 11.90	(mm)	(g/cm3) 1.14	(n) 0	(mm) 14.83	(mm) 21.91	g/cm3 1.05	(mm) 9.61	(mm) 33.78	g/cm3		(mm) 34.06	(g/cm3) 1.05	(mm) 7.40	(mm) 36.39	(g/cm3) 1.04	(mm) 8.63	(mm) 32.7	(g/cm3) 1.09
2	39.03	27.52 4.75	1.63		10.06	1.18		32.48 14.47	1.14	25.25	36.63	1.10	25.18	33.5 20.2	1.14	2	31.50	5.24	1.33	32.34				13.24	1.41	27.86	15.93	1.04	24.88	16.5	1.09
4	43.27	0.51	1.76	40.51	4.55	1.69	36.62		1.60	30.45	15.72	1.47	30.00	15.4	1.46	4	34.65	2.09	1.40	36.48		1.49	36.47		1.53	32.99	10.80	1.48	30.31	11.1	1.47
6	43.58	0.20	1.77	43.07	1.99	1.78	39.50		1.68	33.64	12.53	1.54	32.85	12.5	1.53	6	36.24	0.50	1.44	39.18				5.64	1.60	35.77	8.02	1.56	33.05	8.3	1.54
10	43.78	0.00	1.78	44.94	0.12	1.85	42.78		1.79	36.72	9.45	1.63	36.20	9.2	1.62	10	36.74	0.00	1.46	41.85					1.68	38.67	5.12	1.64	36.12	5.2	1.62
20				45.06	0.00	1.85		0.84	1.88	41.03	5.14	1.76	40.24	5.1	1.75	20				43.21			43.55		1.75	41.48	2.31	1.73	39.00	2.4	1.70
40							46.14	0.00	1.92	44.45	1.72 0.65	1.89	43.44 44.66	1.9 0.7	1.86	40 60				43.39	0.00	1.70			1.78	43.14	0.65	1.78	40.68	0.7	1.76
60 80										45.52 46.17	0.00	1.93	44.66	0.7	1.90	80							44.68	0.00	1.79	43.79	0.00	1.81	41.36	0.0	1.78
- 00										40.17	0.00	1.90	40.30	0.0	1.93	- 00															
	Um.mé	ed.(%)	15.4	Um.mé	d.(%)	14.0	Um.m	éd.(%)	12.5	Um.m	éd.(%)	10.5	Um.n	réd.(%)	9.9		Umid.m	éd.(%)	23.7	Um.n	réd.(%)	20.1	Um.m	éd.(%)	17.1	Um.me	d.(%)	13.8	Um.mé	d.(%)	10.1
M-MCV	n° gol	lpes	2.2	n° gol	pes	6.0	n° go	olpes	13.0	n° go	Ipes	40.0	n° g	olpes	40.0	м-мсу	n° gol	pes	4.0	n° g	olpes	9.0	n° g	olpes	15.0	n° go	lpes	22.0	n° gol	pes	22.0
M-MCV	Mini-I	MCV	3.4	Mini-N	<b>ICV</b>	7.8	Mini-	-MCV	11.1	Mini-	MCV	16.0	Mini	-MCV	16.0	M-MCV	Mini-N	<b>ICV</b>	6.0	Mini	-MCV	9.5	Mini	-MCV	11.8	Mini-l	MCV	13.4	Mini-N	ICV	13.4
	Ms + Tar	ra (g)	62.85	Ms + Tar	'a (g)	61.56	Ms + Ta	ara (g)	56.18	Ms + Tar	a (g)	56.37	Ms + T	ara (g)	59.38		Ms + Tara	a (g)	56.88	Ms+	Tara (g)	63.42	Ms + T	ara (g)	63.1	Ms + Tar	a (g)	69.48	Ms + Tara	(g)	139.32
(%)	Tara (g)			Tara (g)		25.89	Tara (g)		23.82	Tara (g)		25.8	Tara (g		23.91	(%)	Tara (g)		26.42			26.78			27.65	Tara (g)		25.57	Tara (g)		25.54
ឨ	Ms des		36.37	Ms des		35.67		spr.(g)	32.36	Ms de:		30.57		spr.(g)	35.47	_ =	Ms des		30.46					spr.(g)	35.45	Msides		43.91	Ms des		113.78
	PI (	,	104.17	PI (9		98.33	PI		86.06	PI (	%)	79.80	PI	(%)	93.66		PI (S	%)	######	PI	(%)	######	PI	(%)	101.16	PI (	%)	124.00	PI (9	6)	326.08
	SAIO		.ASSIFI			ICV - S	IMPLI	IFICAL																							
Solo:		34169		Complet	mento:					. Táctil-\	/isual:				Data		1)												compa		s e
Massa d		200	,			K=		+ 50 =						atorista:				o re	estant	e sera	á colo	cado	em 2	cápsu	las para	obtenç	ão da	umidad	e média	. O	
Saco	S + Ág	300		S + Ág	300	25	S + Ág	300	22.5	S + Ág	300	20	S + Ág	300	15			"+4	45", "	+40"	. "+3	5", etc	no se	olo 33	267, po	r exem	plo, re	fere-se	à quant	idade	de
Calman	Mold		A 08	Mold		P 09	Mol		N 06 Dens.	Mole		C 02	Mo		P 04 Dens.														tivar os		
Golpes (n)	Leit.	An (mm)	Dens. (g/cm3)	Leit. (mm)	An (mm)	Dens. (q/cm3)	Leit.		(q/cm3)	Leit. (mm)	An (mm)	Dens. (q/cm3)	Leit.	An (mm)	(q/cm3)	!													ramo úi		
0	15.52		1.04			1.02		30.29	1.04	10.20		1.03	10.57	34.4	1.05	11	2)												tima leit		
2	38.15	2.01	1.46	36.29	4.57	1.44	32.82		1.39	28.90	15.30	1.33	26.33	18.7	1.30	11	2)												ma leitu		
4	39.83	0.33	1.51	40.53	0.33	1.56	38.76	3.93	1.55	35.50	8.70	1.48	32.62	12.4	1.44	11											n- 43,	/6 (uiti	ma ient	па)-	
6	40.10	0.06	1.51	40.82	0.04	1.57	41.72		1.63	39.02	5.18	1.58	36.00	9.0	1.52	11									= 0,51m		_				
10	40.16	0.00	1.52	40.86	0.00	1.57	42.60		1.66	42.58	1.62	1.69	40.19	4.8	1.64		3)												a partir		
20							42.69	0.00	1.67	43.90	0.30	1.74	44.30	0.7	1.78			inte	ersecç	ão da	a curv	a de o	deforr	nabili	dade co	m a ret	$a A_n =$	2 proje	tada no	eixo o	das
40										44.20	0.00	1.75	45.00	0.0	1.80			abo	cissas												
60 80								_									4)	No	espa	co de	PI(%	), as 3	grin	neiras	linhas c	contém	os dad	los das	cápsulas	s e	
80	Um.mé	id (%)	26.4	Um.mé	d (%)	23.9	Um.m	ód (%)	20.8	Um.me	5d (95)	18.7	Uman	réd.(%)	16.8														mplo de		ılo I
	n° gol	, ,	3.2	n° gol	, ,	7.0	n° gc		21.0	n° go		57.0		olpes	28.0	<b>{</b>													iente (M		
M-MCV	Mini-f		5.1	Mini-N		8.5	Mini-		13.2	Mini-		17.6		-MCV	14.5														idindo 1		
	Ms + Tar	_		Ms + Tar		59.61	Ms + Ta		47.3	Ms + Tar		0	Ms + T		0	ii i													19. Tom		. 1
(%)	Tara (g)	1000	25.87	Tara (g)	127	25.65	Tara (g)		24.6	Tara (g)	(2)		Tara (g			11															
ĕ	Ms des		40.57	Ms des	pr.(g)	33.96	Ms de		22.7	Ms des	spr.(g)	0		spr.(g)	0	11						ıdıa (z	0,5/)	divid	ie-se pe	io vaioi	anteri	ior (3,4	9) e mul	прис	a-se
	PI (		136.56	PI (9		110.58	PI	(%)	69.55	PI (		0.00		(%)	0.00	11			10=												
			COMPAC									CTAÇÃC				11	5)												ompacta		
Umidade	2	4	6	10	20	40	60	Jmidad	2	4	6	10	20	40	60	11												iores, p	orém de	mode	)
15.4	1.63	1.76	1.77		0.00	0.00	0.00	26.4	1.46	1.51	1.51	1.52	0.00			11		apr	opria	do pa	ıra a e	elabora	ação o	los gr	áficos e	m Exce	ell.	•			
14.0	1.53	1.69	1.78	1.85	1.85	0.00	0.00	23.9	1.44	1.56	1.57	1.57	0.00	0.00		H	6)											ixo das	tabelas	de	
12.5	1.47	1.60	1.68	1.79	1.88	1.92	0.00	20.8	1.39	1.55	1.63	1.66	1.67	0.00	0.00	11	0)		npact			00		1	- 1-414	501	., uoui				
10.5 9.9	1.35	1.47	1.54 1.53	1.63 1.62	1.76	1.89 1.86	1.93	18.7 16.8	1.33	1.48	1.58	1.69	1.74	1.75	0.00	11	7)					orma	l do ~	nania	ntiliza	GO 11990	nlon:1	ho noro	anotaçã	io de	
9.9		1.46	COMPAC				1.90	16.8	1.30	1.44 solo 3			1.78 4169		34149	11	7)														,
Umidade	2	A5 DE	6	10	20	34149 40	60	l		8010 3 PI	Golp	S010 3	Golp	SOIO .	Golp	11													los os da		
23.7	1.33	1.40	1.44	1.46	0.00	40	DU	ł		104.2	2.2	136.6	3.2	106.8	4.0	11													solo) pai		a
20.1	1.39	1.40	1.44	1.65	1.69	1.70	0.00	ł		98.3	6.00	110.6	7.0	110.1	9.0	11		par	tir da	mesi	na se	jam fe	eitos c	os grái	ficos de	curvas	de def	formabi	lidade e		
17.1	1.41	1.53	1.60	1.68	1.75	1.78	1.79	i		86.1	13.00	69.6	21.0	101.2	15.0	11		cor	npact	ação	em E	xcell									
13.8	1.37	1.48	1.56	1.64	1.73	1.78	1.81	1		79.8	40.00	0.0	57.0	124.0	22.0	11			•	•											
10.1	1.35	1.47	1.54	1.62	1.70	1.76	1.78	1		93.66	40.0	0.00		326.1	22.0	l L															







- 1) Busca-se ajustar a reta para o cálculo de d' no trecho mais íngreme do ramo seco e mais próximo do do ponto de densidade máxima, sem entretanto, incluir este ponto.
- 2) A curva do golpe 10 é escolhida pois é a que mais se aproxima da energia que o solo é compactado em campo para fins de pavimentação
- 3) O d'alto no primeiro exemplo indica um solo com alto processo de laterização

Prof. Dr. Edson de Moura

Figura 5 – Curvas de Compactação para 3 solos (33267, 34149, 34169) com indicações para obtenção do coeficiente d' Apresentam-se a seguir dois exercícios, modelos, de classificação convencional de solos pela metodologia MCT.



# FATEC - FACULDADE DE TECNOLOGIA DE SÃO PAULO

## DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES E OBRAS DE TERRA

Laboratório de Mecânica dos Solos

## ENSAIO DE CLASSIFICAÇÃO M-MCV - Simplificado MODELO 01

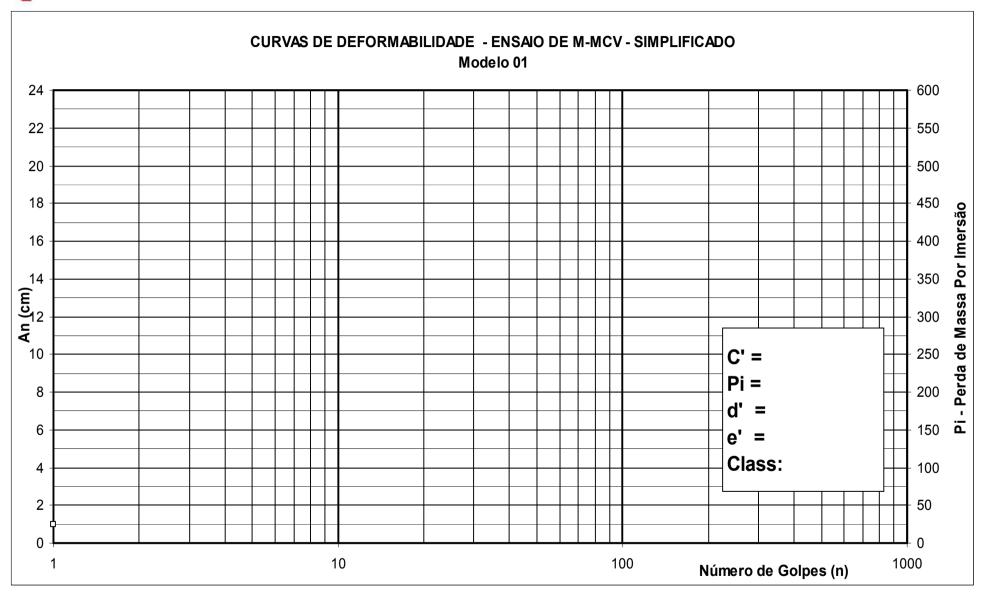
#### REGISTRO DOS DADOS DO ENSAIO

S o lo:	Interessado:	
O b ra :	Laboratoris ta :	

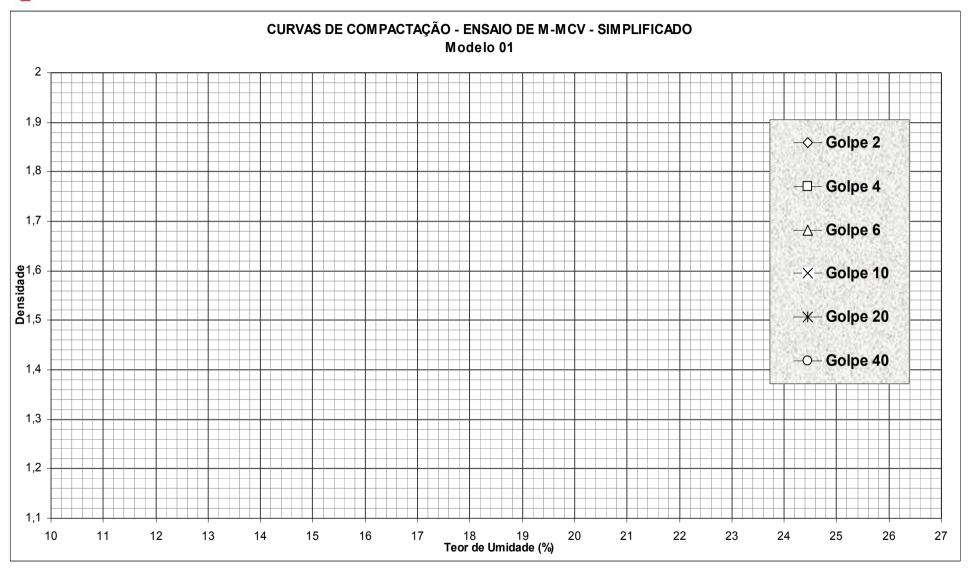
Mas	sa do cp	=	200	g				k = 43	3,42 + 50,	00 =	93,43	D ata	do ensaio	:		
	ı	orção -	+Água 300	) + 66	Po	rção + Á	gua 300 -	F 58	F	orção +	Água 300+	50	Poi	rção + Á	gua 300	+ 42
		M	olde N-05			Mold	e C-05			Мо	de N-08			Mol	ie N-04	
Golpes	Leitura	Αn		→s	Leitura	Αn		→s	Leitura	Αn		→s	Leitura	Αn		→s
(n)	(mm)	(mm)		(g/cm3)	(m m)	(m m)		(g /c m 3)	(m m )	( m m )		(g/c m 3)	(m m)	(mm)		(g /c m 3)
0	16,16				12,19				10,43				9,80			
2	36,67				34,79				32,27				30,09			
4	40,57				39,69				38,13				35,95			Ī
6	41,31				41,40				40,61				38,45			
10	41,34				41,89				42,70				40,96			
20					42,01				43,62				43,30			
4 0									43,70				44,59			
60													45,00			
	Capsula n		64	142	Capsula n		191	70	Capsula n		302	35	Capsula n		194	998
ğ	Mu.+ Tara	(g)	86,99	101,34	Mu.+ Tara	ı (g)	98,74	92,12	Mu.+ Tara	ı (g)	101,25	81,57	Mu.+ Tara	a (g)	89,32	79,48
ğ	Ms + Tara	(g)	72,87	85,72	Ms + Tara	(g)	84,54	79,22	Ms + Tara	(g)	89,72	70,91	Ms + Tara	(g)	79,60	70,53
트	Tara (g)	·	10,16	16,35	Tara (g)		16,58	16,73	Tara(g)		24,65	10,42	Tara (g)		16,07	10,90
_	Umidade	(%)			Umidade	(%)			U m id a d e	(%)			Umidade	(%)		

			,		_						
	P	orção +	Agua 30	0 + 34		Ponto extr	а		Pont	o extra	
			A-04								
Golpes	Leitura	Αn		→s	Leitura	An	→s	Leitura	Αn		→s
(n)	( m m )	(mm)		(g/c m 3)	(m m )	(m m)	(g /c m 3)	(m m)	( m m )		(g/c m 3)
0	9,04										
2	27,52										
4	33,20										
6	36,00										
10	38,90										
20	41,66										
4 0	43,07										
60	43,92										
80											
	Capsula n		119	4	Capsula n			Capsula n			
용	Mu.+ Tara	ı (g)	87,19	78,08	Mu.+ Tara	a (g)		Mu.+ Tara	(g)		
g	Ms + Tara	ı (g)	79,26	70,82	Ms + Tara	(g)		Ms + Tara	(g)		
U midade	Tara (g)		16,52	14,45	Tara (g)			Tara(g)			
5	Umidade	(%)			Umidade	(%)		U m id a d e	(%)		











# Determinação da Perda de Massa por Imersão da Solos Compactados - MCT - modelo 01

Condição de Comp	actação	300 + 66	300 + 58	300 + 50	300 + 42	300 + 36
M ol de	N°	C-03	P-09	C-02	N-01	A-04
Teorde Umidade	(%)					
Massa Úmida	(g)	200,0	200,0	200,0	200,0	200,0
Massa Seca	(g)					
Altura do C.P.	(m m)					
		ı	CROQU	JÍS	! T	T
MOLDE						
Forma do desmoronamentos Cápsula ──	na					

	Determinação da Massa Seca Desprendida									
Cápsula	Ν°	250	57	267	153	65				
Massa Seca + Tara	(g)	98,07	105,85	74,55	130,18	135,44				
Massa da Tara	(g)	26,42	49,04	26,48	26,07	25,57				
Massa Desprendida	(g)									
Fator de Redução		1	1	1	1	1				
PI	(%)									

Observação:



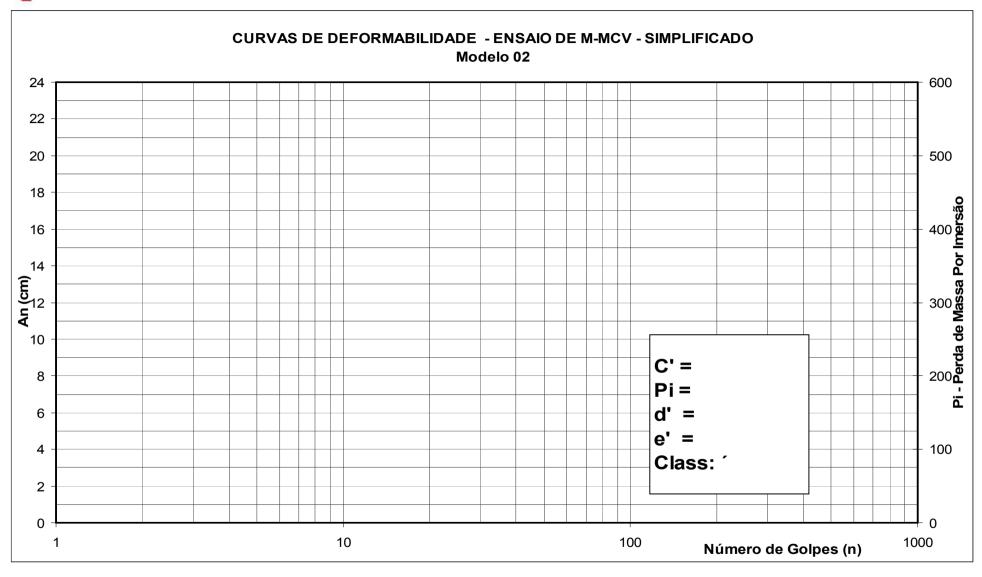
# FATEC - FACULDADE DE TECNOLOGIA DE SÃO PAULO DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES E OBRAS DE TERRA

Laboratória da Macânica das Salas

	RO DOS I	DADOS	DO ENSA	<u> </u>	T											
Solo:					Interessa	d 0:										
Obra:													Laborato	rista:		_
					T			1. 4.	0.40 . 50	0.0		ID - t - d			1	
IVI as	sa do cp		200 + Água 300		<u> </u>				3,42 + 50,		93,43	Data do en		~	Á	
	· ·	orçao ·	+ A gua 300 N-09	0 + 45	Po		Agua 300 · N-06	+ 40		Porçao +	Água 300+ N-08	35	P	orçao +	Água 300 N-04	+ 30
Calaaa	1 - 14		N-U 9	T 1	1 - 14		N -U 6	1 1	1 - 14	I A	N - U 8		1 -:4	A	N-U4	<del></del>
Golpes	Leitura	An		†s	Leitura	A n		†s	Leitu ra	A n		†s	Leitura	An		†s
(n)	(m m)	(m m)		(g/c m 3)	(m m )	(m m)		(g /c m 3)		(m m)		(g/c m 3)	(m m )	(m m)		(g/cm 3)
2	16,26 39,03				17,50 35,00				13,66 31,67				9,54			
	43,27							+	36,62	-			30,45			+
6	43,27				40,51				39,50				30,45			
10	43,38				44,94				42,78			1	36.72			+
20	43,76				45.06			1	45,30			1	41.03			+
4 0					,				46,14				44,45			
6 0													45,52			
8.0													46,17			
	Capsula n		9	20	Capsula n		159	22	Capsula n		385	133	46,17	•	291	153
စ္တ	Mu.+ Tara	(g)	91,91	75,39	Mu.+ Tara	a (g)	98,80	70,63	Mu.+ Tara	(g)	76,78	84,38	Mu.+ Tara	a (g)	97,44	74,93
ğ	Ms + Tara	(g)	81,54	66,50	Ms + Tara	(g)	8 8 ,4 5	63,71	Ms + Tara	(g)	69,27	76,75	Ms + Tara	a (g)	90,79	69,40
Umidade	Tara (g)		14,56	8,94	Tara (g)		15,85	14,19	Tara (g)		10,83	15,81	Tara (g)		28,12	16,62
_	Umidade	(%)			Umidade	(%)			U m id a de	(%)			Umidade	(%)		
					_								<u></u>			
	P	orção +	Água 30	0 + 25		Ponto	o de aula			Pon	to de aula					
			P-07													
Golpes	Leitura	An		†s	Leitura	Αn		+s	Leitu ra	Αn		†s				
(n)	(mm)	(mm)		(g/c m 3)	(m m)	(m m)		(g /c m 3)	(m m )	(m m)		(g/c m 3)				
0	11,90															
2	25,18							<u> </u>					4			
4	30,00							1					-			
6	32,85	I						I								

	P	orção +	Agua 300	) + 25		Ponto	de au la			Pon	to de au la	
			P-07									
Golpes	Leitura	Αn		<del> </del> s	Leitura	Αn		†s	Leitu ra	Αn		†s
(n)	(m m)	( m m )		(g/c m 3)	(m m)	(m m)		(g /c m 3)	(m m)	(m m)		(g/cm3)
0	11,90											
2	25,18											
4	30,00											
6	32,85											
10	36,20											
20	40,24											
4 0	43,44											
6 0	44,66											
8 0	45,36											
	Capsula n		916	193	Capsula n				Capsula n.	_		
ap	Mu.+ Tara		81,81	87,1	Mu.+ Tara	ı (g)			Mu.+ Tara	(g)		
mida	Ms + Tara	(g)	76,89	80,96	Ms + Tara	(g)			Ms + Tara	(g)		
E	Tara (g)		24,72	18,64	Tara (g)				Tara (g)			
_	Umidade	(%)			Umidade	(%)			U m id a de (	%)		











## Determinação da Perda de Massa por Imersão da Solos Compactados - MCT

Condição de Comp	actação	300 + 45	300 + 40	300 + 35	300 + 30	300 + 25
M olde	N°	N-09	N-06	N-08	N-04	P-07
Teorde Umidade	(%)					
Massa Úmida	(g)	200,0	200,0	200,0	200,0	20 0 ,0
Massa Seca	(g)					
Altura do C.P.	(m m)					
MOLDE Formado desmoronamento n	ıa .					
Capsula						
desmoronamento n Cápsula →	la l	Data	rminação da Massa	Saas Daantan dida		
	<u> </u>	Dete	i iii iii a çao ua Wassa T	Jeca Despieliulua		1

		Dete	rminação da Massa	Seca Desprendida		
Cápsula	N٥	267	115	56	163	39
Massa Seca + Tara	(g)	62,85	61,56	33,5	25,8	23,91
Massa da Tara	(g)	26,48	25,89	23,82	25,8	23,91
Massa Desprendida	(g)					
Fator de Redução		1	1	1	1	1
PI	(%)					

Observação:



#### 10.2.2 - Método das Pastilhas

Várias tentativas foram feitas para obter de maneira mais rápida e a menor custo, tendo para isso desenvolvido o procedimento expedito denominado de método das pastilhas para classificação expedita de solos para finalidades viárias. Esse método será abordado na aula 11.

## 10.3 - MINI-Proctor e Ensaios Complementares

### Introdução

Estes ensaios e os demais da metodologia MCT serão descritos de maneira sumária, dando ênfase aos pontos considerados essenciais, para os responsáveis pela supervisão e aproveitamento apropriado dos resultados. Para detalhes executivos é indispensável que o interessado procure os métodos redigidos pelas entidades oficiais como DNER, DERs, Prefeituras etc.

Este procedimento é apropriado para a obtenção das principais propriedades de interesse a pavimentação, dos solos tropicais ou não, sobretudo daqueles compreendendo para baixo volume de trafego e leve. Uma das limitações do procedimento é que não se aplica a muitos tipos de solos e solos-agregados que possuem elevada porcentagem de fração retida na peneira de 2 mm, mas em muitas circunstancias, os resultados podem ser aplicados em solos-agregados de tipos especiais como aqueles solos-britas de graduação descontínua.

É, sobretudo aplicável para verificação da conformação de solos tropicais de granulação fina, à especificações de bases para baixo volume de trafego e de baixo custo, e sub-bases e reforço do subleito para qualquer tipo de tráfego.

Ensaios complementares da metodologia MCT compreendem os seguintes ensaios:

- Ensaio de Compactação Mini-Proctor
- Ensaio Mini-CBR e de Expansão
- Ensaio de Contração
- Ensaio de Infiltrabilidade
- Ensaio de Permeabilidade
- Interpretação e Aplicações

#### 10.3.1 - Mini-Proctor

Quando, no fim da década de quarenta para início da década de cinqüenta, introduziu-se o CBR (em português índice de suporte Califórnia - ISC) as referidas discrepâncias tornaram-se mais evidentes. As correlações desenvolvidas nos países de climas frios e temperados, entre o índice de grupo (calculado com base nos dados de % que passa na peneira 0.075, LL e IP), não se repetia quando se considerada solos tipicamente tropicais. Alguns detalhes sobre os motivos dessa discrepância podem ser encontrados Nogami & Villibor (1995).

Constatou-se, além disso, que os valores de muitos índices tradicionais (LL, LP e granulometria), apresentam grande dispersão de resultados, dependendo muito dos detalhes dos procedimentos adotados, sobretudo do preparo da amostra e do grau de espatulação e/ou dispersão da fração mais fina. De outro lado o CBR tradicional apresenta grande dispersão nos resultados, como a constatada



pela pesquisa coordenada pela ABPv (Carlos de Souza Pinto, Boletim No 6, 1964) sendo um ensaio caro e difícil de ser executado em muitas circunstâncias, não podendo prescindir de correlações determinadas mais facilmente.

Foi então que no início da década de setenta, procurou um procedimento mais apropriado para os estudos geotécnicos preliminares adaptados às peculiaridades dos solos tropicais e ao desenvolvimento de nosso país. Várias soluções foram tentadas, mas o que se mostrou mais promissor foi a miniaturização do CBR, seguindo a sugestão feita pelo prof. Carlos Souza Pinto, então chefe da Seção de Pavimentos do IPT-SP.

O prof. Carlos de Souza Pinto tem primazia, em nosso meio técnico, do uso de corpos de prova de 50 mm em pavimentação, sobretudo para investigação do estudo da estabilização de solos tropicais com aditivos (Equipamento Reduzido para Moldagem de Solo-Aditivo. Pub.87-GTM-65-01, IPR, Rio de Janeiro, 1966). Ele utilizou um procedimento de compactação desenvolvido na Iowa State University, EUA, que desenvolveu procedimentos, que consiste em moldar corpos-de-prova na energia normal obtendo curvas de compactação, para determinação de numerosas outras propriedades de solos compactados similarmente.

Esse ensaio destina-se à obtenção da umidade ótima e massa específica aparente seca máxima para energias de compactação normal e intermediária. Os corpos-de-prova resultantes da compactação podem ser reaproveitados para a realização de outro ensaios pertencentes a metodologia MCT, sorção, permeabilidade, M-CBR, expansão entre outros. Tanto os corpos-de-prova que compõem a curva de compactação como também somente o corpo-de-prova correspondente à umidade ótima.

O procedimento desse ensaio está normatizado pelo DNIT-ME 228-94 Solos - compactação em equipamento miniatura.

### Aparelhagens Essenciais e Procedimento de ensaio

A seguir serão descritos os equipamentos essenciais e sucintamente os procedimentos de ensaio.

- Moldes de 50,0 mm diâmetro interno, 140 mm de altura de preferência de aço inoxidável;
- Compactador com dispositivo de medida da altura do corpo de prova, provido de extensômetro, extrator de alavancas,
- Cilindro sólido padrão para aferição (49,8mm de diâmetro e 50,0mm de altura)
- Contador de número de golpes,
- Anéis de vedação, de aço inoxidável, de seção triangular, catetos de 2,5mm, diâmetro externo de 50,5mm, com um corte radial;
- Soquetes, tipo leve e pesado, com pés circulares de 49,8mm, respectivamente com pesos de 2 270 e 4 540 kg, altura de queda de 30,5cm.
- Espaçadores, de meia cana, altura de 70 mm e raio interno de 50 mm;
- Assentador (bloco de madeira) de diâmetro de 49,0mm.

#### Procedimentos de Ensaio

#### Preparo da Amostra

Secar a amostra ao ar, ou em estufa a no máximo 60 o a amostra e passa-la na peneira de 2,00 mm, destorroando-a com uso de almofariz. Obter no mínimo 3000g dessa fração, uniformiza-la e obter



5 porções pesando cerca de 500g. Essa quantidade pode ser reduzida quando o operador conhece o solo por experiência passada e aumentada no caso ser necessária o preparo de corpos de prova para ensaios suplementares.

#### Umedecimento e Cura

Adicionar água, em teores regularmente crescente de umidade, para que se obtenha corpos de prova, pelo menos 2 pontos na curva de compactação abaixo da umidade ótima e 2 acima da mesma. Consegue-se essa regularidade, pesando sempre mesma massa de solo seco ao ar e adicionando água em quantidades uniformemente crescentes. Homogeneizar cada porção e deixar em repouso por um período de pelo menos 12 horas cada porção, em sacos plásticos bem vedados, e quarda-las em caixa de isopor.

### Compactação

Determinar a constante de aferição do compactador a ser utilizado, anotando o valor obtido. Colocar o espaçador em volta do pistão inferior do aparelho compactador, colocando em seguida o molde previamente untado de vaselina. Colocar em seguida disco de folha de polietileno sobre o pistão inferior e o anel vedação.

Homogeneizar o conteúdo da primeira alíquota, de preferência o mais úmido, dentro do respectivo saco (agitação, com ar represado).

Pesar cerca de 200g dessa alíquota e introduzi-la no molde, socando levemente com auxílio de bastões. Conformar a parte superior do corpo de prova mediante aperto firme de um assentador. Colocar em seguida, o anel de vedação, e um disco de folha de polietileno. Introduzir o pé do soquete dentro do molde, dar em seguida o número de golpes apropriado (5 de tipo leve, para energia normal, 6 de tipo pesado, para intermediária). Inverter o corpo de prova e repetir o número de golpes.

Efetuar a leitura do extensômetro, que permitirá, através da constante de aferição, a altura do corpo de prova do último golpe, ler o extensômetro e calcular a altura do corpo de prova, que deverá estar na faixa  $50 \pm l$  mm. Caso isso aconteça, extrair ou aproveitar para outros ensaios. No caso de aproveitar para outros ensaios, convém deslocar o corpo de prova, de maneira que uma de suas extremidades fique rente ao bordo do molde. Diferenças menores que 1 mm, em relação altura determinada no corpo de prova dentro do molde são toleráveis, caso contrário, ocorreu erro em alguma leitura ou outro não identificável.

Se a altura do corpo-de-prova diferir mais de 1 mm de 50 mm, calcular por simples proporção, a quantidade de uma nova alíquota que dará exatamente 50 mm e repetir a compactação. Geralmente na segunda tentativa, obtém-se altura dentro do almejado. Repetir a moldagem no mesmo teor de umidade, caso necessário para ensaios suplementares.

Retirar do saco referente uma alíquota, de cerca de duas porções de 50g a 100g a fim de obter o teor de umidade.

Completar as compactações para alíquotas com outros teores de umidade.

### Cálculo e Apresentação dos Resultados

Calcular a peso seca de cada corpo-de-prova e, por conseguinte, o seu Peso Específico Aparente Seco  $(g/cm^3 \text{ ou kN/m}^3)$ .

Representar o Peso Específico Aparente Seco em ordenadas o teor de umidade de compactação nas abscissas. O ensaio deve ter no ramo seco pelo menos 2 pontos. A curva no ramo úmido deverá ser



sensivelmente paralela á linha de saturação, que para melhor interpretação dos resultados deve constar do gráfico da folha de ensaio.

Na Figura <mark>01</mark> está apresentado um ensaio modelo de compactação realizado pelo procedimento Mini-Proctor.

## FATEC - FACULDADE DE TECNOLOGIA DE SÃO PAULO

Departamento de Transportes e Obras de Terra

MINI-PROCTOR - Dados de Compactação

		Compactação	•		
Solo +Água	500+75	500+90	500+105	500+120	500+135
Molde n.	4	3	2	5	1
Massa Umida cp (g)	163	180	189	187	176
Leit. Fina (mm)	40,43	41,94	41,41	40,55	41,45
Altura do cp. (mm)	50,67	49,16	49,69	50,55	49,65
Meau (g/cm³)	1,64	1,87	1,94	1,89	1,81
Meas (g/cm³)	1,37	1,53	1,55	1,47	1,36
Peso esp.ap.seco (kn/m3)	13,74	15,29	15,52	14,68	13,61
		Umidade			
Capsula (n.)	4	16	29	39	160
M.Umid.+Cáp (g)	83,5	100,16	110,02	133,87	130,33
M.Seca + Cáp (g)	73,71	86,42	93,16	109,75	104,52
tara (g)	23,3	24,55	25,85	25,21	26,13
M. de água (g)	9,79	13,74	16,86	24,12	25,81
M. seca de solo (g)	50,41	61,87	67,31	84,54	78,39
Umidade(%)	19,4	22,2	25,0	28,5	32,9
			C	omposição do gráfi	со
Umidade Ótima =	Umidade	Peso esp. ap.	seco (kn/m3)		
Offiliaade Offilia =	19,4 13,74				
	22,2	15	,29		

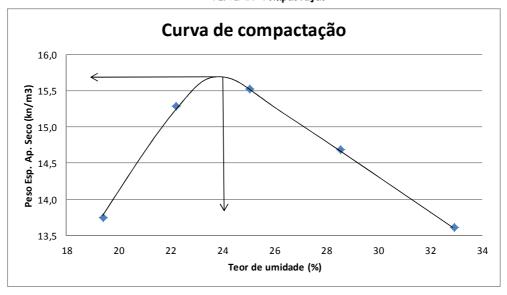
Curva de Compactação

Peso Esp. Ap. Seco = 15,70 kN/m3

25,0

28,5

32,9



15,52

14,68

13,61



## 10.3.2 - Mini-CBR e Expansão

## Objetivo e Considerações Gerais

Dimensionamento e escolha de solos e solos-agregados para bases, reforço e sub-bases. O procedimento de ensaio é em linhas gerais o mesmo adotado para o CBR (ou ISC) tradicional, entretanto, requer mais cuidado, razão pela qual, detalhes que mais devem ser considerados serão apresentados com maior detalhe.

## Aparelhagem EspecíficaO

Prensa - capaz de aplicar carga de até cerca de 1000 kgf, em um pistão de 16mm de diâmetro, com velocidade constante de 1,27mm/min, que possibilite registrar a carga aplicada em função da penetração.

Molde cilíndrico, aparelhagem e material para moldagem de corpos de prova;

Cuba para imersão

Suporte de fixação do cilindro + corpo-de-prova destinado a expansão;

Sobrecarga de 450g de massa e prato de base perfurada;

Sobrecarga perfurada (furo de 18 mm de diametro), padrão de 450g, a ser usada na determinação da penetração.

#### Procedimento de Ensaio

## a) Preparação dos Corpos de Prova

Os corpos de prova devem ser obtidos conforme descrito no ensaio de Mini-Proctor (item 10.3.1). Quando se requer resultados mais precisos, há conveniência em preparar corpos de prova suplementares, sobretudo, para obter curva de variação do Mini-CBR mais precisa.

#### b) Embebição e Expansão

Segundo a metodologia MÇT, é rotina efetuar a determinação do suporte, tanto em corpos de prova embebidos como não embebidos (ou na umidade de compactação). Nos corpos-de-prova a serem embebidos, colocar papel de filtro sobre a base da armação e sobre o topo do corpo de prova, devidamente deslocado para uma das extremidades do seu molde. Introduzir o suporte de sobrecarga e respectivo disco perfurado, o número apropriado de sobrecargas (geralmente, em ensaios rotineiros utiliza-se uma sobrecarga padrão de 450g). Montar o conjunto de fixação do molde e do extensômetro para medida da expansão. Transferir o conjunto para o tanque de imersão vazio e efetuar a primeira leitura do extensômetro. Em seguida encher dágua o recipiente até que a lamina dágua fique alguns mm acima do bordo superior do molde. Anotar o tempo inicial de embebição. Efetuar leitura após 12 horas no mínimo, e maior tempo se o extensômetro continuar movimentando. Obter leitura Lf, em mm, com precisão de 0,01mm. Esvaziar o tanque e retirar o conjunto e deixar em repouso cerca de l hora, para prosseguimento nas determinações do CBR ou das propriedades suplementares.

#### c) Determinação da Penetração

Transferir o conjunto molde c/ corpo de prova, submetido ou não à embebição, para o prato da prensa, retirar caso presente papel de filtro ou outro disco presente no topo do corpo de prova. Introduzir, conforme o caso a sobrecarga anelar padrão. Encostar suavemente a ponta do pistão no no centro topo do corpo de prova.

Acionar a prensa a uma velocidade de 1.27 mm/min e registras as cargas para as penetrações do quadro abaixo:



Penetração (mm)	Carga (kgf)
0	
0,5	
1,0	
1,5	
2,0	
2,5	
3,0	
3,5	
4,0	
4,5	
5,0	

Algumas prensas automáticas trazem como padrão (default) alguns valores de penetração. Para o ensaio Mini-CBR é conveniente que se tenha valores relativamente próximos, devido as condições de contorno do corpo-de-prova.

## d) Observações Finais

Convêm sempre anotar o aspecto da parte superior do corpo de prova, sobretudo a ocorrência de trincas radiais, inchamentos ou ainda uma depressão bem menor, indicando ser o material muito resiliente

Calculo da Expansão

Utilizar a formula abaixo para a obtenção do valor de expansão:

$$E = \frac{Lf - Li}{H} *100 \tag{02}$$

Onde:

Lf = leitura final (mm)

Li = leitura inicial (mm)

H = altura do corpo-de-prova (mm)

#### Cálculo do Mini-CBR

Traçado das curvas carga-penetração, efetuando as devidas correções de mesma maneira contida nas normas ABNT NBR-9895/87 - Solo-Índice de Suporte Califórnia e DNIT-ME 50-94 - Índice de Suporte Califórnia de Solos, que consistem na eliminação de calombos, tanto côncavos ou convexos em relação na tendência geral; mudança de origem, para a intercessão da tangente do ponto de inflexão com o eixo horizontal (ou das penetrações); prolongar a curva quando houver decréscimo de carga além da penetração de cerca de dois mm.

Como se trata de um ensaio de dimensões reduzidas para a determinação do Mini-CBR tomar como referência as cargas correspondentes as penetrações de 2,0mm e 2,5mm.

Com a utilização de tabela, entrar com as referidas cargas e extrair os valores de Mini-CBR correspondentes e obter a média que o valor de M-CBR do solo. A tabela consta anexada ao final dessas notas de aula.

Com a utilização de fórmulas aplicar:



 $log10 (Mini-CBR) = -0.254 + 0.896 \times log10C1$  $log10 (Mini-CBR) = -0.356 + 0.937 \times log10C2$ 

Onde C1 = carga correspondente à penetração de 2,0 mm

C2 = carga correspondente à penetração de 2,5 mm

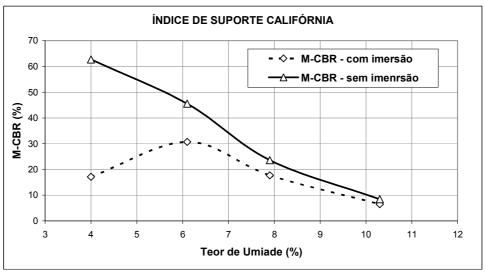
Apresentação dos Resultados.

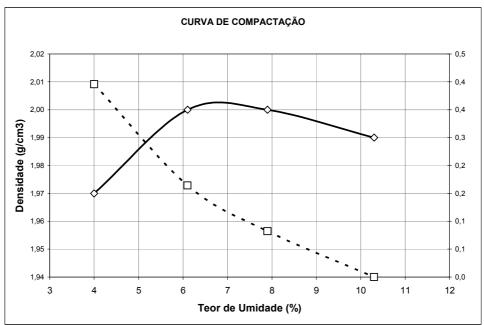
Apresentar os valores das expansões e dos Mini-CBR obtidos, sempre em função da respectiva curva de compactação, de maneira que se possa determinar facilmente a variação do Mini-CBR nas diversas condições de compactação. Para isso, representa-los em mesma folha, usando mesma escala horizontal e coincidente, para o teor de umidade e de preferência o Mini-CBR e Expansão na parte superior.

Apresentar a curva de compactação – umidade (w)  $\times$  Massa Específica Aparente Seca ( $\rho$ s) Como foi já observado, no ensaio de M-Proctor, representar a reta de saturação porquanto o ramo úmido da curva de compactação deve ser sensivelmente paralelo à mesma. Adotar para escala dos Mini-CBR a escala logarítmica, porquanto, a variação do Mini-CBR ao longo da curva de compactação é quase sempre também retilínea. A curva de variação da Expansão poderá ser traçada no mesmo gráfico do Mini CBR. Figura 01.



### CURVA DE COMPACTAÇÃO - M-CBR IMERSO E SEM IMERSÃO





Umidade Ótima: 6,8%	Densidade: 2,05 g/cm3	Expansão : 0,15%

M-CBR I	28%
M-CBR s/I	38%

Figura 01 - Resultados de ensaio de Curva de Compactação/M-CBR e Expansão.

## 10.3.3 - Contração

## Considerações Preliminares

É uma das determinações suplementares das mais importantes para o melhor aproveitamento de solos tropicais em pavimentação, sobretudo daqueles de granulação fina e apropriada para baixo volume de tráfego e frequentemente também de baixo custo. Isso decorre de uma peculiaridade climática



tropical caracterizada pela elevada temperatura média anual e forte insolação, que aumentando a evaporação faz com que possibilite a freqüente perda de umidade em camadas de solos compactados.

Tradicionalmente, existem muitos parâmetros ligados com a contração, tais como o limite de contração, contração volumétrica, mas que pouco representa para a finalidade em vista, porquanto, elas são executadas a partir de corpos de prova moldados em estado de pasta próximo do limite de liquidez, logo não compactado. Além disso, são ensaios bastante trabalhosos e muitos deles envolvia o uso de mercúrio, hoje considerado uma substancia tóxica que requer cuidados especial de manejo.

Constitue o método a ser descrito, uma contribuição importante da metodologia MCT, que, entretanto, ainda carece de informações mais numerosas e estudos teóricos e experimentais mais aprofundados.

Equipamentos necessários para a realização do ensaio:

Dispositivos de medida da contração axial compreendendo: armação rígida, que permita abrigar verticalmente um corpo de prova, de cerca de 50mm de diâmetro e 50mm de altura, mais 2 discos de pedra porosa e um extensômetro para medida da variação do comprimento axial (altura) de um corpo de prova e que possibilita boa ventilação do corpo de prova de todos os lados, inclusive na base; extensômetros adaptáveis á armação, leitura direta de 0,01mm, curso de pelo menos 10mm, munidos de conta voltas; placas de pedra porosa, circular com diâmetro de cerca de 50mm e espessura de 5mm, com poros visíveis a olho nu, com faces perfeitamente planas e paralelas; sendo que aquelas destinadas a receber a ponta do extensômetro, deve ter um pequeno circulo ou quadrado de apoio plano (de vidro, acrílico etc).

#### Procedimento de Ensaio

#### a) Preparo do corpo-de-prova

Devem ser preparados segundo procedimento Mini-Proctor.

Nos casos rotineiros, poder-se á utilizar corpos de prova submetidos a penetração, evidentemente não embebidos e logo após o termino da penetração no ensaio Mini-CBR. Os corpos de prova devem ser extraídos cuidadosamente com extrator apropriado.

## b) Montagem

Colocar uma pedra porosa no centro da base do dispositivo de medida da contração e sobre ela colocar o corpo de prova. Sobre o topo do corpo de prova, colocar uma a pedra porosa provida de apoio com superfície plana central. Utilizar armações com extensômetros para aquelas em que estão no ramo úmido. Ajustar o extensômetro de maneira que possa ler uma eventual pequena expansão (ordem de alguns milímetros).

Evitar ao máximo, secagem muito rápida ou muito lenta, evitando correntes de ar e exposições ao sol.

## c) Leituras

Deve ser feita a primeira leitura do extensômetro (Li) quanto antes, porquanto, certos corposde-prova começam a contrair logo após a retirada do corpo de prova do molde. Efetuar a segunda leitura antes de decorridos 1 hora. Efetuar leituras de hora em hora, e após algumas horas o espaçamento das leituras pode ser aumentado, podendo fazer coincidir com período noturno. Geralmente no dia seguinte, isto é apos cerca de 15 horas, os corpos de prova atingem uma variação constante periódica, que pode ser considerado Lf.

Cálculos



Utilizar a formula a seguir para a determinação do valor de contração Ct

$$Ct = \frac{Li - Lf}{Hi} *100 \tag{3}$$

Onde: Ct = contração do solo (%)

Li = leitura inicial (mm) Lf = leitura final (mm)

Apresentação dos resultados

Representar Ct em função do teor de umidade, traçar curva e determinar o valor correspondente à umidade ótima de compactação. As curvas devem ser continuas. Presença de depressões ou calombos geralmente corresponde a erros de ensaio.

#### 10.3.4 - Infiltrabilidade - Sorção

Considerações Preliminares

Este ensaio objetiva determinar a infiltração d'água em corpos de prova de solos compactados a fim de que possa, qualitativamente prever esse fenômeno nas camadas dos pavimentos e suas adjacências, sobretudo, logo após a sua compactação. Cabe observar, que em solos tropicais, principalmente os lateríticos, essa movimentação pode se afastar bastante dos resultados obtidos em corpos de prova, devido a interferência de trincas e fissuras que se desenvolvem geralmente por uso de técnica construtiva não convencional que inclui a secagem durante essa fase, ou após vários anos de serviço. O uso prático dos resultados deste ensaio, por enquanto limita-se, sobretudo para escolha de solos para acostamentos e para bases revestidas de camadas betuminosas delgadas, sujeitas eventualmente à considerável infiltração dágua, com eventual desenvolvimento de panelas.

Na MCT não se deve confundir o ensaio de infiltrabilidade com os de permeabilidade tradicionalmente considerados em Mecânica dos Solos. Os primeiros diferem fundamentalmente no que se refere á saturação (não saturados) dos corpos de prova e por envolverem um fenômeno transiente, isto é dependente do tempo, na qual a quantidade de água infiltrada diminui sensivelmente com o tempo de medida. Entretanto, na mecânico dos solos, denomina-se de ensaio de permeabilidade em meios porosos saturados ou não saturados.

Aparelhagem essencial de medida da infiltração compreende:

- recipiente basal, provido de uma placa porosa circular (50 mm de diâmetro útil) com permeabilidade cerca de 10-2 cm/s, 5 mm de espessura, disposta horizontalmente, cheia d'água, que se comunica através de um bico tubular e conexões, com um tubo abaixo discriminado, provido de um dispositivo que permita um contacto estanque com a face externa basal do molde de compactação (geralmente por envolvimento com tubo de vedação de borracha);
- tubo de vidro (diâmetro interno de até 5 mm (devido a necessidade de formação de menisco estável) de secção uniforme conhecida, comprimento de 1000 a 1500 mm, provido de escala em milímetros, disposto horizontalmente, de maneira que o menisco de água dentro dele permita manter um nível hidrostático coincidente com a superfície da placa porosa acima referida;



• suporte ajustável que possibilite nivelar tanto o corpo de prova com o recipiente basal, bem como o tubo de vidro.

Procedimento de Ensaio

## a) Moldagem dos corpos-de-prova

Obtidos segundo procedimento Mini-Proctor, de maneira que os corpos de prova estejam devidamente deslocados para uma das extremidades do molde .

## b) Montagem dos Corpos de Prova (corpo-de-prova confinado pelo molde)

Verificar se o recipiente basal está isento de ar. A eliminação ar pode ser feita mergulhando a recipiente basal com placa porosa, dentro da água e injetar água da ponta do tubo de vidro. Verificar o nível do conjunto, e o nível relativo da superfície da placa porosa com o do tubo horizontal, de maneira que a lamina d'água seja visível sobre a placa porosa, sem que haja derramamento lateral.

Retirar disco de polietileno porventura aderente nas extremidades do corpo de prova, colocar um disco de pedra porosa e placa perfurada, com haste, e peso padrão.

Transferir o molde contendo o corpo de prova, de maneira que se adapte perfeitamente sobre a placa porosa, encostando inicialmente de um lado e endireitando depois, para expulsar água e ar. Envolver a parte inferior do molde com a camisa de borracha. Encher se necessário o tubo de vidro horizontal.

### c) Leituras

Tão logo assentado o corpo de prova, começar a leitura Lo no tubo horizontal, correspondente ao tempo To. Quando os corpos de prova estão no ramo seco da curva de compactação, o deslocamento do menisco no tubo horizontal é muito rápido e a primeira leitura Lo dificilmente coincidirá com o zero da escala milimétrica. Quando os corpos de prova estiverem no ramo úmido da curva de compactação, o ajuste do zero do menisco no tubo horizontal pode ser feito mediante retirada da água com seringa apropriada. Efetuar leituras sucessivas dos pares Li e Ti, em tempos proporcionais a t1/2.( por exemplo, 1, 2, 4, 9, 16, 25 min .....) ou próximo a esses valores. Considerar terminado o ensaio quando o deslocamento do menisco no tubo horizontal estabilizar, o que geralmente ocorre antes de 24 horas. Se não ocorrer a referida estabilização, deve haver um vazamento no conjunto que invalida os resultados obtidos.

### d) Aproveitamento dos Corpos de Prova para Ensaio de Permeabilidade

Terminado o ensaio de todos os corpos de prova, geralmente aproveitam-se os mesmos para o ensaio de permeabilidade, utilizando o mesmo recipiente de base com placa porosa, sem retirar o tubo de borracha de vedação.

### Representação gráfica dos resultados

Representar os pontos com as coordenadas correspondentes ao tempo t de leitura em minutos em eixo horizontal e com escala  $\sqrt{t}$ , isto é, proporcional à raiz quadrada do tempo de leitura, e no eixo vertical, os valores das leituras L da posição do menisco no tubo horizontal. Para se ter melhor idéia dos resultados, convém representar de preferência o valor dos cm3 absorvido correspondente ao deslocamento do menisco, o que corresponde multiplicar a leitura em milímetros pela seção do tubo em cm3/10.



Os pontos obtidos devem alinhar-se junto das leituras iniciais, segundo uma reta, que pode não passar pela origem. Antes das últimas leituras, deverá ocorrer um nítido encurvamento, tendendo a uma horizontal, correspondendo a chegada da frente de umidade no topo do corpo de prova. Nos corpos de prova no ramo úmido, essa reta pode não aparecer.

A intersecção das retas obtidas com a horizontal, dará para cada corpo de prova, o tempo de ascensão Ta em minutos.

Cálculos

Coeficiente de sorção, nas umidades de compactação. Obter, para cada corpo de prova correspondente a um determinado teor de umidade de compactação, o valor do coeficiente de sucção expresso pela Equação:

$$s = q / \sqrt{t} \tag{4}$$

Onde: s = coeficiente de sorção cm/Jtq = volume de áqua infiltrada cm3;

t = tempo em minutos

Velocidade de caminhamento da frente de umidade, nessa determinação o corpo-de-prova não esta confinado, ele é assentado sobre a placa porosa da base e verifica-se visualmente o avanço da frente de umidade. Obter, para cada corpo de prova, correspondente a um determinado teor de umidade de compactação, o valor da velocidade de caminhamento da frente de umidade pela seguinte Equação:

$$v = A/\sqrt{Ta} \tag{5}$$

Onde: v = velocidade de caminhamento da frente de umidade mm/<math>It († e minutos)

A = altura do corpo-de-prova (mm E-1);

Ta = tempo de ascensão da frente de umidade (minutos)

Apresentação dos resultados;

Apresentar sempre os resultados de s e v, em função do teor de umidade de compactação e a partir dela, obter o correspondente no teor ótimo de umidade, para fins comparativos.

#### 10.3.5 - Permeabilidade

Considerações Preliminares

Este ensaio é de pequena utilidade para o estudo de camadas de solos tropicais constituintes dos pavimentos, sobretudo para aqueles de tipo baixo custo. Isto porque, nas condições climáticas prevalecentes em grande parte do Brasil, os solos tendem a secar e a exposição prolongada de lamina de água, até estabelecer o regime permanente necessário para que o processo da permeabilidade estabeleça quase não ocorre. Além disso, para solos argilosos, argilo arenosos e siltosos (coeficiente c' maiores do que cerca de 1,0 - ensaio de M-MCV), uma ideia da permeabilidade pode ser obtida através do ensaio da infiltrabilidade.



Valem ainda as observações feitas no caso da infiltrabilidade, a presença e desenvolvimento de trincas e fissuras, que invalida a permeabilidade.

## Aparelhagem Essencial

a) Permeâmetro que permita aproveitar diretamente os corpos de prova compactados consistente de:

bandeja de base, que permita escoar agua e manter firme e vertical os corpos de prova,

cuba basal, de mesmo tipo usado no ensaio de infiltrabilidade, contendo placa, borracha de vedação, bico e conexões apropriadas;

rolha de borracha perfurada que permite ligar à bureta por meio de tubos de borracha ou de plástico flexíveis;

buretas de pelo menos de secção de cerca de 2 e de 1 cm2, dispostas verticalmente e providas de escala milimétrica para leitura do nível d'água, graduada com o zero coincidente com o nível de descarga da cuba basal e o fim, um número inteiro por exemplo, 700mm, 800mm, (de preferência 900mm), correspondente ao nível máximo na bureta; para facilitar as leituras

## Corpos de Prova

Os corpos de prova devem ser compactados segundo procedimento do ensaio M-Proctor eventualmente submetidos ao ensaio de infiltrabilidade. Neste caso acima do corpo de prova comporta já pedra porosa e sobrecarga.

#### Procedimento

#### Pré-saturação -

Quando o corpo de prova não foi submetido previamente ao ensaio de infiltrabilidade, adaptar o mesmo tipo de recipiente basal utilizado nesse ensaio, tendo-se o cuidado de encher o mesmo completamente com água e manter o seu bico ligado a um tubo flexível em contato com reservatório de água com lamina d'água próximo do nível da placa porosa, a fim de que haja infiltração por sucção, de maneira mais completa possível como no fim do ensaio de infiltrabilidade.

Quando o corpo de prova foi submetido ao ensaio de infiltrabilidade, mergulha-lo em um banho d'água que mantenha nível pouco abaixo do bordo superior do molde de compactação. Quando o corpo de prova for argiloso e acima da umidade ótima, para acelerar a saturação, pode-se mergulhar em banho de água capaz de aplicar maior coluna d'água, colocando um suplemento estanque acima do molde de compactação ou então ligar um tubo flexível ao bico recipiente basal, que por sua vez deve ser ligado a uma coluna apropriada de água. Deixar escoar água até que uma lamina de água visível forme dentro do molde.

## b) Montagem e Leituras Prévias

Transferir o conjunto molde com corpo de prova e respectivo recipiente basal, placa porosa e sobrecarga, para a bandeja de suporte, encher de água e adaptar a rolha com tubo de borracha, de maneira que ao apertar a mesma a água suba pela bureta (a torneira da bureta deve estar aberta). Se a bureta possuir torneira, ela deve ser previamente aberta. Encher a bureta no nível máximo inteiro da escala geralmente adotado convencionalmente para a primeira leitura. Deixar escoar água por alguns minutos.



No caso de elevada permeabilidade, em que se percebe o abaixamento do nível na bureta, deixar escorrer pelo menos uma vez , até o nível mínimo do menisco na bureta, e reiniciar a leitura enchendo novamente a mesma. Nos casos em que o abaixamento do nível é quase imperceptível, regular o nível pela sucção por cima, com uso de seringa apropriada e só efetuar as leituras quando houver escoamento perceptível no bico de saída do recipiente basal.

## c) Leituras.

Quando o corpo de prova for muito permeável, considerar o tempo inicial como sendo aquele em que o menisco d'água passa pelo nível inicial da bureta, que geralmente por facilidade de cálculos e anotações, convém que seja utilizado o mesmo nível de referencia, em todas as buretas e que seja um número inteiro (no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da EPUSP tem se adotado satisfatoriamente o nível correspondente a HO = 900 mm, a contar do nível do bico de saída do recipiente basal).

Quando o corpo-de-prova for, ao contrário, muito pouco permeável, considerar o tempo inicial como sendo aquele em que é feito o ajuste do menisco, ao nível de referencia acima referido, mediante extração de água por sucção com uso de seringa apropriada.

Efetuar periodicamente leituras em tempos Ti proporcionais ao abaixamento no menisco HO-Hi e as leituras Hi em mm . Essa periodicidade deverá variar consideravelmente de acordo com a permeabilidade de cada corpo de prova, da secção da bureta utilizada e do nível de referência inicial. Assim, para o nível de referencia de 900 mm, buretas de secção 1 a 2 cm 2 para corpos de prova muito permeáveis, as leituras devem ser feitos em intervalos da ordem de minutos, ao passo que naqueles menos permeáveis, da ordem de horas o que torna o ensaio bastante trabalhoso.

d) Outros corpos de prova, repetir as operações para outros corpos de prova de maneira similar.

## Representação Gráfica

Representar, para cada corpo de prova, ou para cada conjunto de leituras para o mesmo corpo de provas (caso de repetição), os valores de leituras nos tempos Ti e os correspondentes valores de Hi em milímetros. Usando para Hi escala log e escala linear para Ti (em minutos ou/e em horas, os pontos representados devem sensivelmente ser retilínea passando pela origem ou possuir parte sensivelmente retilínea. Neste último caso, recomenda-se substituir, para facilidade de cálculos, por uma reta passando pela origem.

Calcular o coeficiente de permeabilidade, pelo uso da formula:

onde

A = altura do corpo de prova, geralmente 50 mm,

Cb = secção da bureta em cm 2,

H 0 = nível de referencia, correspondente ao tempo zero,

HR = nível do menisco, correspondente ao tempo RR obtido graficamente da reta obtida conforme item anterior,

S = secção do corpo de prova em mm,

TR = tempo obtido da reta, passando pela origem correspondente ao nível HR ,em minutos.



Essa fórmula pode ser simplificada, sendo também possível a elaboração de ábacos apropriados para facilitar os cálculos.

## Apresentação dos Resultados

Representar, para cada teor de umidade de compactação, os valores de log K, e obter o valor correspondente ao teor ótimo de umidade da energia adotada.

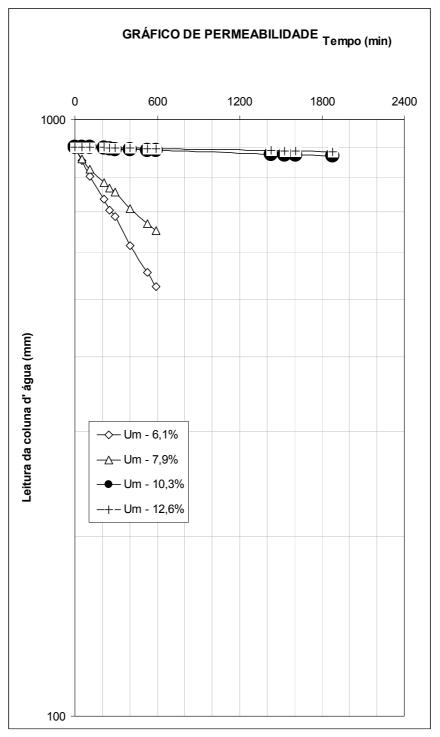
## PERMEABILIDADE DE SOLOS COMPACTADOS

Regis	stro de Dados	
Interessado:		Modelo 02
Amostra:	Operador:	WIOGEIO 02
Condições de Ensaio: Energia o		, ,
	Data	1 1

Hora	Tempo	Tempo	Um	6,1	7,9	10,3	12,6
leitura	acumulado	acumulado	Molde	73	72	71	70
(hora)	(hora)	(min)	Bureta	0	1	2	3
07:10	0	0		900	900	900	900
08:00	:50	50		855	858	899	899
09:00	01:50	110		804	826	898	899
10:45	03:35	215	_	735	785	896	899
11:20	04:10	250	(mm)	705	767	894	897
12:00	04:50	290	E)	687	756	892	896
13:50	06:40	400	as	615	709	892	896
16:00	08:50	528	-eituras	555	670	889	894
17:00	09:50	590	Lei	524	651	888	894
07:00	23:50	1430	_	-	-	875	887
08:40	25;30	1530		-	-	873	886
10:00	26;50	1610		-	-	872	885
14:30	31;20	1880		-	-	869	882

		Cálculos		
Molde n.	73	72	71	70
Umidade de Mold. (%)	6,1	7,9	10,3	12,6
A - Altura do cp. (cm)	4,991	5,158	5,067	5,019
Cb - área da bureta (cm²)	2,000	1,706	0,880	0,924
S - área do cp. (cm²)	19,6	19,6	19,6	20,6
H.1 -ordenada corres- pondente a t.1 (mm)	300	400	872	885
t.1 - abcissa correspondente a H.1 ( min.)	1250	1450	1610	1880
	ks =	2,3 * A * Cb *	log(900/h.1) / (60	* S * t.1)
ks = (cm/s)	7,4517E-06	4,18E-06	7,43486E-08	3,35057E-08
, ,		L	og (ks)	
	-5,13	-5,38	-7,13	-7,47







# AULA 11 - CLASSIFICAÇÃO MCT - MÉTODO DAS PASTILHAS

# IDENTIFICAÇÃO EXPEDITA DOS GRUPOS DA CLASSIFICAÇÃO MCT PARA SOLOS TROPICAIS

Job Shuji Nogami, D.Eng.<sup>1</sup> Douglas Fadul Villibor<sup>2</sup>



#### RESUMO

Este procedimento permite determinar os grupos da classificação geotécnica MCT, especialmente desenvolvida para os solos tropicais, de uma maneira expedita, utilizando-se de dados obtidos essencialmente em corpos de prova de 20 mm de diâmetro âe 5 mm de espessura, obtidos pela moldagem de pastas da fração do solo que passa na peneira de 0,42 mm.

## 1. INTRODUÇÃO

Dentre os procedimentos tradicionais que não podem ser usados, apropriadamente, no estudo geotécnico dos solos tropicais destaca-se as classificações geotécnicas tradicionais baseadas na proposta do prof. Casagrande (1948) que se caracterizam por usar o gráfico de plasticidade e a granulometria expressa por um número reduzido de peneiras. A limitação dos procedimentos referidos tem grande imporqualidades e propriedades mecânicas e hidráulicas não compativeis com os valores efetivamente obtidos em ensaios e com o comportamento efetivo nas obras.

Objetivando resolver esse problema, há mais de uma década, os autores desenvolveram uma nova classificação de solos, atualmente designada de MCT, designação essa devido a utilização: 1) de corpos de prova de dimensões reduzidas ou Miniatura, com diâmetro igual ou para solos Tropicais.

Essa classificação foi essencialmente um subproduto dos estudos efetuados tendo em vista a melhor utilização de solos tropicais em pavimentação, sobretudo aqueles conhecidos como "solos arenosos finos lateríticos". Consequentemente utiliza uma série de ensaios e de terminações mais apropriados para essa finalidade, sendo demasiadamente complexos para fins classificatórios de caráter mais geral.

Devido ao sucesso da classificação considerada em pavimentação, há mais de uma década os autores deste trabalho e outros, tais como Nogami e Cozzolino(1985), Vertamatti(1988), Fortes (1990), Fortes e Nogami(1991), Merighi(1991), Ignatius (1991), Fabbri(1994) etc., vem

<sup>1</sup> Prof., Escola Politécnica - USP

Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo/Escola de Engenharia de São Carlos - USP



propondo procedimentos para torna-la mais simples, que utilize quantidade menor de amostra, aparelhagem mais simples, mão de obra com menor treinamento, de maneira que possa ser usada para fins gerais e preliminares.

Dessas tentativas, aquelas mais promissoras para estudos geotécnicos preliminares e gerais, são baseadas na consideração das propriedades de pastilhas de pequenas dimensões, moldadas em aneis de 20 mm de diâmetro e 5mm de altura, utilizando-se a fração de solo que passa na peneira de 0,42 mm de abertura. Esse fato pode ser comprovado pelas 3 aproximações desenvolvidas:1º) Nogami e Cozzolino (1985),2°) Fortes(1990) e 3°) Fortes e Nogami(1991). Este trabalho trata da 4º aproximação, desenvolvida principalmente em 1992.

A quarta aproximação caracteriza-se pela simplicidade, baixo custo, tanto no que se refere a aparelhagem , material e mão de obra, quando comparada com aquela necessaria para caracterização e classificação geotécnica tradicional com base no limite de liquidez, indice de plasticidade e granulometria por peneiração.

#### CLASSIFICAÇÃO MCT 2.

Como o objetivo do ensaio proposto é classificar os solos tropicais segundo o métodologia MCT, e como essa classificação é ainda pouco conhecida entre nós, apresentar-se-á as suas características essenciais. Maiores detalhes sobre o método encontram-se em Nogami e Villibor(1981), Cozzolino e Nogami(1993) e em normas de alguns orgãos rodoviários brasileiros.

Ela baseia-se no uso de um gráfico constante na Fig.1, na qual, no eixo x está representada o coeficiente c' e no eixo y, o índice e'. O coeficiente c' é obtido das curvas de deformabilidade no ensaio de compactação efetuado em compactador que utiliza corpos de prova de dimensões reduzidas (originariamente 50 mm de diâmetro), e seguindo o procedimento designado Mini-MCV (de Moisture Condition Value), que é uma adaptação daquele desenvolvido por Parsons (1976) do Transport and Road Research Laboratory da Grã Bretanha.

O indice e' é obtido pelo uso da expressão

$$e' = [(20/d') + (Pi/100)]^{1/3}$$
 (1)

onde:

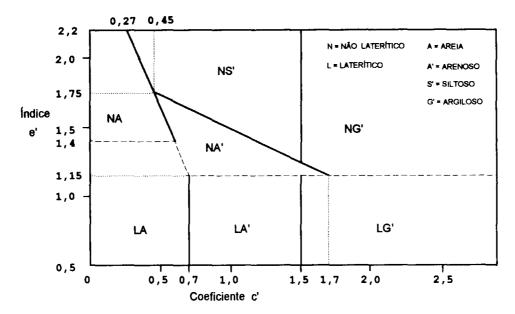
d'=inclinação do ramo seco da curva de compactação correspondente a 12 golpes do soquete leve expressa em kg/m³/umidade em %,

Pi=perda de massa por imersão total em água, de corpos de prova em condições padronizadas, expressa em porcentagem.

Para se conseguir os dados acima, são necessários:mínimo de 1200g de fração do solo que passa na peneira de 2,00 mm; moldagem de pelo menos 4 corpos de prova em compactador especial; obtenção de cerca de 150 dados numéricos; processamento desses dados e construção de cerca de 15 curvas. Isso, indubitavelmente tem sido um grande obstáculo para o uso da classificação para finalidades distintas das viárias e de pavimentação, nas quais a classificação é apenas um dado acessório.

Acompanha a classificação duas tabelas, uma relacionada à propriedades de maior interêsse às obras viárias, e uma outra que orienta a escolha preliminar dos solos dos diversos grupos em obras





(1)	MINI-CBR (%) sobrec. padrão	EXPANSÃO (%) CONTRAÇÃO(%)	COEF. SORÇÃO log(cm/Vmin) (s)	COEF.PERMEAB. log(cm/s) (k)
B = Baixo(a)	<4	<0,5	<(-2)	<(-6)
M = Médio(a)	4 a 12	0,5 a 3	(-2) a (-1)	(-6) a (-3)
E = Elevado(a)	12 a 30	>3	>(-1)	>(-3)
EE = Muito Elevado(a)	>30			

(1) Corpos de prova compactados na massa específica aparente máxima próxima da energia normal.

COMPORTAMENTO			NÃO LAT	TERÍTICO	)	LATERÍTICO				
Grupo	MCT	ΝA	N A '	NS'	NG'	LA	LA'	LG'		
	Vide significado de B, M, E e EE na tabela acima.									
	sem imersão MINI-CBR	M,E	Е	M,E	E	Е	E, EE	E		
	com imersão	M,E	M,E	B,M	В	E	E	E		
Propriedade	EXPANSÃO	В	В	E	M,E	В	В	В		
ļ	CONTRAÇÃO	В	B,M	М	M,E	В	B,M	M, E		
	COEF. PERMEABILID. (k)	M,E	В	B,M	B,M	B , M	В	В		
	COEF. SORCÃO (s)	E	B, M	E	M, E	В	В	В		
Utilização	BASE DE PAVIMENTO	nr	40	nr	nr	20	10	3 <u>0</u>		
(ordem de	REFORÇO DO SUBLEITO	40	50	nr	nr	2♀	10	30		
preferencia,	SUBLEITO COMPACTADO	40	50	7₽	60	20	10	30		
nr= não re-	ATERRO (CORPO) COMPAC.	40	50	60	7º	2 <u>0</u>	ĮΩ	<u>30</u>		
comendado)	PROTEÇÃO À EROSÃO	nr	30	nr	nr	ar	20	10		
	REVESTIMENTO PRIMÁRIO	50	30	nr	nr	4 <u>Q</u>	10	20		

Grupos tradicionais obtidos de amostras classificadas nos grupos	USCS	SP SM	SM SC,ML	SM,CL ML, MH	MH CH	SP SC	sc	MH ML CH
MCT discriminados na tabela acima	AASHO	A-2	A-2 A-4 A-7	A-4 A-5 A-7	A-6 A-7-5 A-7-6	A-2	A-2 A-4	A-6 A-7-5

Figura 1 - Gráfico da Classificação MCT com Propriedades e Usos dos Grupos em Obras.



viárias. Observe-se que as propriedades referem-se a solos compactados na ótima de uma energia próxima à normal, e basearam-se em dados de cerca de meia centena de solos considerados típicos da rede rodoviária do DER-SP. Na tabela de escolha, a condição de compactação é a normalmente vigente no Brasil.

#### MÉTODO DE IDENTIFICAÇÃO EXPEDITA (4º APROXIMAÇÃO) 3.

Aparelhagem e Materiais:

a) Almofariz de porcelana; b) Anel de PVC rígido, de politetrafluoretileno(Teflon) ou de outro material apropriado, com 20 mm de di-diâmetro interno e 5 mm de altura (Foto.1);c)Balança com precisão de 0,1 g e capacidade de 100g, d) Circulador de ar, de tipo usado para microcomputadores; e) Espátula ou faquinha com lamina de cerca de 7x1,5 cm; f)Estufa ou outro dispositivo para secagem a 60° C g) Folha de PVC flexivel, usado em sacos plásticos; h)Lamina de Teflon, com cerca de 1 mm de espessura; i) Lupa com cerca de 10x de aumento; j) Minipenetrômetro, com agulha de 1,3 mm de diâmetro, massa de 10g (Foto.1); k)Papel de filtro e filtro para coador de café; 1) Peneiras de aberturas de 2,00, 0,42 e 0,075 mm;

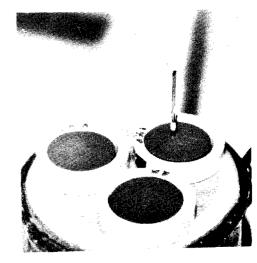


Foto 1-Aneis com Pastilhas, Placa Porosa e Minipenetrômetro.

m)Placa de pedra porosa, com espessura de 5 mm, permeabilidade de cerca de 10<sup>-2</sup> cm/s, capaz de manter pressão negativa de cerca de 5 mm na sua superfície superior;n)Placa de vidro com superfície despolida, de cerca de 20x20x0,5 cm;o)Provetas graduadas, de 100 e 500 ml p) Régua milimetrada de precisão.;q) Vaselina sólida ou outro desmoldante apropriado.

Preparação da Amostra - Obter, por peneiração:a)cerca de 30 ml ou 30g, de fração que passa na peneira de 0,42 mm para o preparo das pastas; b) fração retida na peneira de 2,00 mm c) frações que passam nas peneiras de 2,00 mm e na de 0,42 mm. Umidecer a fração passada na peneira 0,42 mm, de preferência, pelo menos 12 horas, a não ser que haja urgência na obtenção da classificação.

Preparação da Pasta - Colocar a massa devidamente umedecida (excepcionalmente, apenas seca ao ar ou mesmo nas condições de campo) sobre uma placa de vidro e espatular objetivando homogeneizar e obter uma superfície plana-horizontal com espessura de cerca de 1cm a fim de que possa determinar a sua consistência, com minipenetrômetro. Adicionar água ou deixar secar ao ar, com eventual auxilio de circulador de ar, homogeneizar, produzir novamente uma superfície plana-horizontal e medir a consistência, sendo que a pasta deverá atingir uma penetração final de 1 mm. Para solos que apresentam características visuais lateríticas, adicionar se necessário, água na pasta a fim de que a sua consistência corresponda a uma penetração sensivelmente maior do que 1 mm e dar pelo menos 400 espatu-



ladas manuais ou submeter ao amassamento mecânico de efeito equivalente. Ajustar o teor de umidade que resulte em penetração de 1 mm.

Moldagem das Pastilhas e das Bolinhas - Retirar uma porção da pasta, moldar uma bolinha de tamanho tal que forçado em um anel(com parede interna revestida de vaselina ou outro desmoldante apropriado, sendo que essa providência pode ser dispensada, a não ser excepcionalmente, quando o anel for de Teflon) colocado sobre uma superfície plana de uma lamina de Teflon(ou de uma superfície plana coberta de uma folha de PVC flexível, quando a pasta aderir demasiadamente na superfície do Teflon), possa preenche-lo completamente, ainda com sobra para que a sua superfície superior possa ser rasada apropriadamente. Obter pelo menos 3 aneis devidamente preenchidos de maneira descrita acima. Retirar outra porção da pasta a fim de que se possa moldar pelo menos uma bolinha com cerca de 20 mm de diâmetro.

Secagem dos Anéis e das Bolinhas - Secar tanto os aneis devidamente preenchidos e as bolinhas, em estufa a 60 C, por um período apropriado, que varia de algumas horas a cerca de 12 horas. Em argilas muito plásticas, iniciar a secagem lentamente ao ar, para evitar desenvolvimento de trincas prejudiciais nas pastilhas obtidas. Determinar o teor de umidade da(s) bolinha(s) após a sua secagem.

Medida da Contração - Efetuar servindo-se de uma réqua milimetrada de precisão e de lupa de cerca de 10 x de aumento, sendo que o valor da contração corresponde à distância máxima entre a borda interna do anel e a borda externa da pastilha.

Reabsorção das Pastilhas - Transferir os aneis com a respectivas pastilhas para uma pedra porosa saturada, cuja superficie esteja 5 mm sobre um nível d'água constante. Medir o tempo de ascenção d'água de cada pastilha e deixa-la em repouso pelo menos 2 horas. Anotar as eventuais alterações havidas como aparecimento de trincas e inchamento. Depois da estabilização desses fenômenos, medir o valor da eventual contração residual. Efetuar em seguida a medida da consistência na superficie superior da pastilha, tanto na parte central como junto da borda em contacto com o anel. Considerar os limites dos valores das penetrações mais frequentes. Quando os valores da penetração apresentarem um valor médio próximo de 2 mm, inverter cuidadosamente o anel e a pastilha, Efetuar, em seguida, medidas de penetração na nova superfície, adotando para fins classificatório o valor médio obtido na mesma.

Determinações e Observações Suplementares - Nos solos com contração compreendidos de 0,3 a 1 mm e com penetração nas pastilhas após a reabsorção, com valores muito próximos de 2mm, duas alternativas são recomendadas:

I)remoldar novas pastilhas, com pasta preparada nas condições normais, mas obte-las, colocando um excesso de pasta no anel, de maneira que, ao aperta-la fortemente com uma superfície plana coberta de papel de filtro seco, obtem-se uma pastilha com maior densidade do que a obtida pelo processo normal. Prosseguir da maneira normal, até obter o novo valor médio, que deverá ser adotado para fins classificatórios;

II) peneirar a amostra na peneira de 0,075 mm, a fim de obter uma quantidade de fração passada suficiente para moldar pelo menos 3 pastilhas segundo o procedimento normal e adotar os valores de penetração assim obtidas para fins classificatórios.

Numerosas outras observações poderão ser feitas, e que eventualmente podem caracterizar uma determinada variedade, cabendo destacar as seguintes: a) tempo de ascensão da aqua nas pastilhas, na ocasião da reabsorção d'água; b) presença e forma de trincamento



após a reabsorção d'água, c) forma da massa expandida após a reabsorção d'água, d) resistência ao esmagamento das bolinhas etc.

Cálculo de c' - Calcular o coeficiente c' usando as equações seguintes:

Contração Ct de 0,1 a 0,5 mm: 
$$C'=(\log_{10}Ct + 1)/0,904$$
 (2)

Contração Ct > 0,6 mm 
$$c' = (\log_{10}Ct + 0,7)/0,5$$
 (3)

As equações (2) e (3) estão representadas na Fig.2, conjuntamente com os resultados de 121 amostras de solos do Estado de São Paulo.

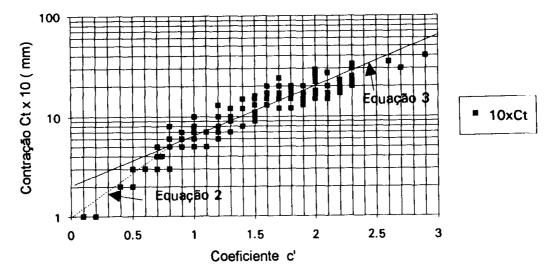


Figura 2 - Variação do Coeficiente c' com a Contração Ct.

Determinação do Grupo MCT - Determinar o grupo MCT, de acôrdo com a tabela 1.:

Tabela 1 - Determinação do Grupo MCT pelo Método Expedito(4º Aprox.)

Coefic.	Penetração (mm)	Grupo MCT	Coefic.	Penetração (mm)	Gruipo MCT
<= 0,5	<= 3,0	LA	1,4 a 1,7	<b>&lt;=</b> 2	IA'-IG'
	3,1 a 3,9	NA	1	2,1 a 3,9	NA'/NG'-NS'
	>=4	NA/NS'	7	>=4	NS'-NG'
0.6 a 0,9	<=2,0	LA-LA'	>= 1,8	<b>&lt;=</b> 2	IG'
1	2,1 a 3,9	NA'/NS'	7	2,1 a 3,9	NG'
	>=4	NS'/NA'	1	>=4	NG'
1,0 a 1,3	<= 2,0	LA'		Significado	de - e /
1	2,1 a 3,9	NA'	- separa	apção	equivalente
[	>=4	NS'	\ separa	අදුකිර	decrescente

Considerar NA'como uma opção adicional de NS'quando ocorrerem as condições seguintes:

<sup>-</sup> porcentagem passada na peneira 2,00 mm e retida na de



0,42 mm....>= 30%, - umidade de moldagem, obtido das bolinhas..... <= 30% Considerar NA como uma opção adicional de NG quando a umidade de moldagem, obtida das bolinhas, for inferior ou igual a 35%.

# LIMITAÇÕES DO MÉTODO EXPEDITO (4º APROXIMAÇÃO)

Várias limitações são inerentes ao empirismo do método e ao número de variaveis que interferem nas determinações envolvidas, cabendo destacar:

a) amostras ensaiadas: as amostras ensaiadas apresentam características seguintes: solos lateríticos-52,9%, solos saprolíticos-47,1% (granitos, gnaisses-21,5%, micaxistos, filitos-8,3%, folhelhos, siltitos-6,6%, diabásios, basaltos-1,7%, arenitos-0,8%); solos transportados 8,3%. Isso resulta, em grupos MCT, a composição seguinte: NA-5,8%, NA'-5,0%, NG'-14,9%, NS'-21,5%, LA-5,8%, LA'-12,4%, LG'-38%

e classes: N-43,8%, L-56,2%;

b) operador único: a totalidade das determinações do método expedito foi efetuada pelo autor senior cuja habilidade laboratorial está provavelmente abaixo da média;

c) elevado número de variaveis: as variaveis que influem no resultado final são bastante numerosas o que possibilita grande número de alternativas e propicia elevada dispersão dos resultados.

Os resultados obtidos, apesar dessas limitações, tem sido animadores, pois, das 121 amostras identificadas pelo método expedito, quando comparados com aqueles obtidos com o uso do procedimento original, que utiliza amostras compactadas, resultou no seguinte: coincidência na opção mais provavel ou 1º opção, 92%, coincidência na opção menos provavel ou 2º opção, 7% e totalmente discrepantes, 1%.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

A classificação MCT, com o método expedito ora proposto, possibilita, de maneira mais apropriada e extensiva, a escolha de solos tropicais compactados em obras viárias, e eventualmente também para outros tipos de obras. É lamentavel que mais de meio século após a introdu-ção da Mecânica dos Solos nas regiões tropicais, outro procedimento mais perfeito não tenha sido adequadamente desenvolvido e utilizado para a finalidade em

O método expedito proposto é altamente empírico e envolve consideração de número muito grande de variaveis, cuja influência não puderam ser devidamente apresentada, devido a limitação imposta aos trabalhos para este conclave. Pela mesma razão foram omitidos muitos detalhes do método expedito proposto.

Uma pesquisa que leve em consideração apropriada todas variaveis que influem nos resultados do método expedito proposto, certamente conduzirá a resultados ainda mais promissores, mas só poderá ser feita com muito recurso, tanto material como humano. Indubitavelmente a simplificação feita no procedimento adotado



restringe , até que se prove o contrário, o uso do mesmo para um universo de solos similar ao estudado.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

(1990) Annual Book of Standards, Vol 04.08, Soil Rock.American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.

(1948) Classification and Identification Α. Soils, Transactions ASCE, Vol 113, 901/991, New York.

COZZOLINO, V.M.N.; NOGAMI, J.S.(1993) Classificação Geotécnica MCT para Solos Tropicais. Solos e Rochas. Vol.16, n.2. 77/91. ABMS. São Paulo.

FABBRI, G.T.P.(1994) Caracterização da Fração Fina de Solos Tropicais Através da Adsorção de Azul de Metileno. Tese de Doutoramento Escola de Engenharia de São Carlos da USP.

FORTES, R.M. (1990) Método Expedito Identificação de de Tropicais, para Finalidades Rodoviárias, Utilizando-se Aneis de Rigido.Dissertação de Mestrado.Escola Politécnica da USP,

FORTES, R. M.; NOGAMI, J.S. (1991) Método Expedito de Identificação do Grupo MCT de Solos Tropicais Utilizando-se Aneis de PVC Rígido. Anais da 23ª Reunião Anual de Pavimentação-São Paulo, Vol.1, 591/604. ABPv. Rio de Janeiro.

IGNATIUS, S.G.(1991) Solos Tropicais: Proposta de Índice Classificatório. Solos e Rochas. Vol 14, n.2. 89/93.ABMS, São Paulo.

MERIGUI, J.V. (1991) Classificação MCT Através do Ensaio S-MCV Rápido. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da USP

NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. (1981) Uma Nova Classificação de Solos para Finalidades Rodoviárias. Anais Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Vol 1, 30/41. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

NOGAMI, J.S.; COZZOLINO, V.M.N. (1985) Identificação de Solos Tropicais: Dificuldades e Proposta de Um Método Preliminar. Anais da XX Reun. Anual de. Pavimentação . Vol 1,115/134. ABPv. Rio de Janeiro.

NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. (1985) Additional Considerations About a Geotechnical Classification for Tropical Soils. Proc. Int.Conf.Geom.Trop.and Sapr.Soils .Vol.1.165/174. ABMS. São Paulo.

VARGAS. M. (1985) The Concept of Tropical Soils. Int.Conf.Geomec. Trop.Later.Sapr.Soils. Special Lecture. Proc.Vol 3, 101/134. ABMS, São Paulo.

VERTAMATTI, E. (1988) Contribuição ao Conhecimento Geotécnico de Solos da Amazônia com Base na Investigação de Aeroportos e Metodologias MCT e Resiliente. Tese de Doutorado. ITA. S.José dos Campos.



## AULA 12 - CONTROLE DE COMPACTAÇÃO DE CAMPO

## 12.1- Introdução

Vimos anteriormente que o solo escolhido para ser utilizado para uma dada finalidade como: camada de pavimento, corpo de aterro, base de reservatório, solo de envolvimento de tubulação flexível que exige que o solo apresente boas características quanto ao módulo de reação, foi primeiramente escolhido devido a sua quantidade e localização em relação onde deverá ser utilizado e, em uma segunda avaliação o solo foi submetido ao ensaio de resistência (CBR), no entanto, o ensaio de resistência tem o ensaio de compactação como ensaio preconizado.

Como sequência de um solo temos:

- 1. a quantidade de material se é satisfatória
- 2. quanto logística distância de transporte da jazida à obra;
- 3. dados de compactação: densidade seca máxima e o teor ótimo de umidade
- 4. resistência do solo frente ao ensaio de CBR com o solo nas condições acima.

Assim, após o sol ter sido submetido aos passos acima descritos, verifica se o mesmo apresenta as características necessárias para ser utilizado, conforme exigências de projeto. Uma vez atendida as exigências de projeto são passados para o campo os dados de controle de compactação.

Por exemplo

Para um determinado trecho, entre as estacas 1231 e 1256, (500m) será utilizado o solo da Fazenda Itororomba como camada de reforço do subleito.

Características do controle Densidade seca máxima = 1,650 g/cm3

Umidade de compactação = 19.6%

Grau de compactação 95% PN.

Observe que a característica principal que o solo deve apresentar em serviço é a resistência que ele apresentou em laboratório. Logo, todo o projeto de dimensionamento das camadas do pavimento, (no caso) foi feito levando em consideração essa resistência, portanto, é de fundamental importância que o solo trabalhe com a referida resistência.

No processo construtivo de uma camada de pavimento de solo, basicamente consiste em esparramar o solo em espessura relativamente pequenas, na ordem de 25 cm, conforme estaqueamento feito pela topografia. Em seguida o solo é compactado por amassamento até que o solo apresente as características de resistência (obtidas em laboratório). Embora, existam mecanismos de se medir a resistência que o solo apresenta em campo, trata-se de um equipamento dispendioso e de difícil operação se comparado com os outros procedimentos.

Comumente não se controla da resistência (CBR) em campo e sim a umidade de compactação e a densidade seca máxima que o material esta, logo, se o material está dentro dos limites especificados, de densidade e umidade, pode-se esperar que o solo esta dentro da resistência desejada.



Também se controla a deflexão das camadas, com a viga Benkelman, desde o reforço do subleito até a capa asfáltica, os valores esperados em campo são obtidos através de programas de métodos de elementos finitos que levam em consideração, a resistência no ensaio de módulo de resiliência, coeficiente de Poisson e espessura de cada camada do pavimento. Fotos 01 e 02.



Foto 01 - Posicionamento da viga Benkelman



Foto 02 - Deflexão com a saída do caminhão

Normalmente, quando o solo esta dentro dos limites especificados quanto a teor de umidade e densidade seca máxima a deflexão da referida camada atende o especificado em projeto, desde que a espessura da camada em questão esteja correta e as deflexões das camadas inferiores atendidas.

## 12.3 - Controle de Umidade de Campo

Diversos são procedimentos de ensaio para a obtenção do teor de umidade em campo, a saber:

Estufa

Frigideira

Álcool

Speedy

Nuclear

Outros

Importante nessa determinação é que seja rápida, na ordem de 15 minutos ou menos.

#### 12.3.1 - Método da Estufa

É o processo, normatizado pelo DNIT-ME 213/94 mais indicado para a obtenção de teor de umidade. Entretanto, devido a demora na obtenção do resultado torna-se um procedimento não utilizado. Existem estufas com ventilação forçada que aceleram a obtenção do resultado, mesmo assim, essas estufas não são utilizadas, demoram em torno de duas horas tempo muito grande.

## 12.3.2 - Método da Frigideira

Método bastante empregado que consiste em "fritar" o solo. Uma pequena porção de solo úmido é colocada em uma frigideira que por sua vez é colocada sobre uma fonte de calor, vai-se revolvendo a amostra suavemente até a água evapore-se. Para certificar-se de que a água evaporou-se se coloca uma placa de vidro sobre a frigideira e observe se existe vapor se formando na placa, caso contrário a amostra esta seca.



Por diferenças de pesos determina-se o teor de umidade do solo.

### 12.3.3 - Método do Álcool

Procedimento especificado pelo DNIT-ME 088/94 nesse procedimento adiciona-se uma determinada quantidade de álcool em uma porção de solo úmido e ateia-se fogo, após o término da 1ª. queima verifica-se se é necessário colocar mais uma porção de álcool, procede-se dessa maneira até a secagem total da amostra. O calor da chama faz a água da amostra evaporar-se. Dois grandes inconvenientes nesse processo são: o primeiro a questão de segurança e o segundo esta relacionado a qualidade do álcool, normalmente o álcool apresenta uma grande quantidade de água em sua constituição, assim sempre haverá um resíduo de água a cada queima, mascarando o resultado. Pode-se utilizar álcool isopropílico PA com 99,9% de pureza, trata-se de um produto não muito fácil de encontrar. O procedimento de determinação do teor de umidade é o mesmo para o anterior, por diferenças de pesos.

## 12.3.4 - Método do Speedy

Padronizado pela PMSP-ME-10 e pelo DER-SP m 161, é um método que utiliza um equipamento patenteado, mundialmente difundido denominado de Speedy.

Através de uma reação química entre a água existente na amostra úmida e carbureto de cálcio, dentro de um recipiente hermético (Speedy), nessa reação ocorrerá uma pressão. Essa pressão que é função da quantidade de água existente na amostra é correlacionada com valores de uma tabela onde se obtém a umidade da referida amostra.

O procedimento básico consiste em colocar uma quantidade conhecida de amostra úmida dentro do equipamento speedy, que é função do tipo de solo - argila ou silte ou areia, colocar a quantidade de cápsulas de carbureto de cálcio também função do tipo de solo - argila ou silte ou areia, colocar duas esferas de aço, fechar o speedy e agitar de maneira que as esferas de aço quebrem as cápsulas de vidro de carbureto, fazendo com que o carbureto das cápsulas reajam com a água contida na amostra.

## 12.3.5 - Método Nuclear

Através desse método pode-se determinar a quantidade de água existente em uma dada porção de amostra de solo. A determinação consiste em medir o gradiente de radiação entre a radiação emitida e a recebida.

O equipamento para esse fim é denominado de Fonte de Radiação Nuclear, e é caracterizado pelo tipo de elemento radioativo, por exemplo: fonte de Césio 137 e/ou fonte de Ameris Berílio. Tratase de fonte selada. O elemento radioativo responsável pela determinação teor de umidade é o Ameris Berílio.

O equipamento é colocado sob a superfície do terreno a sonda desce a uma profundidade de até 20 cm (ou outra escolhida) o aparelho é acionado, o operador distancia-se 10m e após um curto período de tempo o aparelho efetua a media, em seguida o operador se aproxima e verifica a leitura.



#### 12.3.6 - Outros Métodos

Outro tipo de se determinar a umidade em amostras de solos é o uso de fontes não radioativas, denominadas de Gauges. Trata-se de equipamentos semelhantes aos nucleares.

Pode entrar nessa categoria de outros métodos, qualquer tipo de recurso que possibilite a extração de água de amostras de solo, como por exemplo, forno de micro-ondas.

## 12.3.7 - Calibração dos Equipamentos

O método padrão do teor de umidade é método da estufa DNIT-ME 213/94. Pois a amostra quando ensaiada no laboratório foi submetida a esse tipo de determinação, assim, o controle de campo executado com outro tipo de ensaio que não seja o da estufa deve, necessariamente, ser aferido com a determinação do teor de umidade em estufa. Principalmente os métodos do Speedy e o nuclear. O método da frigideira varia se a amostra possuir uma quantidade expressiva de matéria orgânica. Já o método do álcool isopropílico deve-se aferir devido a qualidade do álcool.

A aferição consiste traçar um gráfico entre o teor de umidade obtido em estufa e o respectivo teor de umidade do processo utilizado, cinco pontos é o suficiente.

Toma-se cinco porções de solos com variações de umidade entre eles possíveis de serem encontrados em campo, divide-se cada porção em duas, tendo-se dois lotes. Um lote é submetido a determinação do teor de umidade pela estufa e o outro lote é submetido ao equipamento Speedy (por exemplo). Ao final traça-se um gráfico de porcentagens de umidade obtidos na estufa x pressão do manômetro do Speedy, Figuras 01 e 02.

Temperatura °C	Pressão
Estufa	(kgf/cm2)
15,2	1,30
17,5	1,30
21,0	1,55
24,8	1,76
27,2	1,94

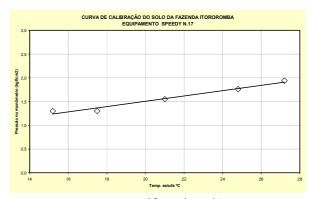


Figura 01 - tabela de calibração

Figura 02 - Gráfico de calibração

## 12.4 - Controle da Densidade de Campo (γ campo)

Diversos são procedimentos de ensaio para a obtenção da densidade em campo, a saber:

Cravação de cilindro Frasco de Funil-areia Óleo Nuclear Outros



### 12.4.1 - Método de Cravação de Cilindro

Nesse procedimento temos um molde cilíndrico biselado, de 4" de diâmetro, (possibilidade de diâmetros diferentes), e altura para que o volume final seja de aproximadamente 1000 cm3. Esse molde é cravado sobre a superfície da camada que foi compactada, em seguida é removido e as faces rasadas, mede-se a massa do conjunto e descontando-se a massa do molde temos a massa de solo compactado. A densidade úmida será a massa de solo úmido dividido pelo volume do molde, e com o teor de umidade obtido com algum procedimento anteriormente descrito temos a densidade seca da camada compactada.

A inconveniência desse procedimento é que quando se crava o molde cilíndrico na camada o molde acaba por compactar a porção de solo dentro do molde. Outro inconveniente é que ocorrem distorções no molde que propiciam a alteração de seu volume.

#### 12.4.2 - Método do Frasco de Funil-Areia

Compõe esse equipamento um reservatório de plástico com capacidade de 5 litros munido de uma válvula com um cone na extremidade, e uma bandeja quadrada com um furo centro de diâmetro igual ao bocal do funil. O material utilizado é uma areia de densidade conhecida (🏾 areia).

E o método mais empregado no controle de densidade de campo.

Basicamente o procedimento consiste em abrir um furo na superfície da camada ser controlada, tomando-se o cuidado de medir a massa do material escavado, assim temos a massa do furo. Para a determinação do volume do furo utiliza-se o recurso da areia. Verte-se areia dentro do furo de maneira a completa-lo. Conhecendo-se a massa de areia suficiente para preencher o furo e através da densidade conhecida da areia temos o volume do furo.

A operação do ensaio conssite em assentar a bandeja sobre a superfície do terreno, escava-se um furo de diâmetro igual ao furo da bandeja até profundidade de 10cm 15cm, conforme espessura da camada. Mede-se a massa escavada (Msu). Em seguida mede-se a massa inicial do frasco com areia Mif, o frasco é colocado sobre a bandeja de maneira que o funil encaixe-se no furo da bandeja, O registro é aberto, a areia vai fluir para dentro do furo até que o fluxo de areia estabilize em seguida o registro é fechado. Mede-se a massa do frasco Mff.

Observe o volume do cone deve ser considerado, pode ser determinado sobre uma superfície lisa. Mc.

Para determinação da massa de areia do furo temos Maf:

Maf = Mif - Mff - Mc

Para determinação do volume do furo, Vf

Vf =Maf / [] areia

Por fim, a densidade úmida de campo será a massa umidade do furo (Muf) divido pelo (Vf), e com o teor de umidade obtido com algum procedimento anteriormente descrito temos a densidade seca ( $\square$  campo) da camada compactada.



$$\gamma$$
 seca = Muf / Vf \* Fc

Onde Fc = fator de conversão = 100/(100 + w)

#### 12.4.3 - Método nuclear

Esse procedimento se assemelha bastante ao procedimento de determinação de umidade acima descrito. Entretanto, salienta-se novamente que é necessária a calibração.

## 12.5 - Grau de compactação

O grau de compactação é a relação da densidade de campo ( $\gamma$  campo) pela densidade de laboratório ( $\gamma$  laboratório).

$$GC = \frac{\gamma_{Campo}}{\gamma_{Laborat \ ório}} * 100$$

#### Exercício

Em um trecho de uma rodovia em que estavam executando uma compactação de uma camada de base com SAFL, os dados coletados de campo de controle de umidade estão apresentados na tabela 01 e na tabela 2 os dados para GC – grau de compactação.

Os dados de compactação são: Wót = 15,3% e  $\gamma$  seco = 1,671 g/cm<sup>3</sup>.

A especificação para a umidade ótima é de +/- 0,2% de tolerância, já o GC > 98%. Analise os pontos em que foram realizados o controle e comente os resultados.

## Controle de Umidade - método da frigideira

	Estaca	M. \$ úmido	M. \$ seco	M. água	W	
n.	fração (m)	Lado (E,Ex e D)	(g)	(g)	(g)	(%)
741	12	E	132,88	115,25		
742	2	Ex	127,02	110,36		
742	12	D	162,88	141,39		
743	2	Ex	136,69	118,45		
743	12	E	142,82	123,65		
744	2	Ex	183,40	158,65		
744	12	D	190,77	165,89		
745	2	Ex	126,14	109,78		



# Controle de Compactação - Método do Frasco de Funial e Areia

 $\gamma$  areia 1,585 g/cm3 Mcone = 785,45 g

. , , , , , , , , , , , , , , , , , , ,				9						
	Estaca		Massa úmida \$ Massa do funil				Volume	Peso Esp		
	n.	fração	Lado	furo	Minicial	Mfinal	M furo (g)	Furo	Ap. seco	GC (%)
		(m)	(E, Ex e D)	(g)	(g)	(g)		(cm3)	(g/cm3)	
	741	12	Е	1985,5	4354,0	1672,8				
	742	2	Ex	1974,2	4355,6	1673,2				
	742	12	D	1925,3	4315,3	1674,8				
	743	2	Ex	1945,6	4339,3	1675,9				
	743	12	E	1888,2	5037,8	1676,1				
	744	2	Ex	1745,9	4135,3	1677,6				
	744	12	D	1879,3	4250,0	1678,5				
	745	2	Ex	1878,5	4313,4	1679,8				