

2 Revisão Bibliográfica

2.1 Camadas impermeabilizantes ou *liners*

Estruturas de contenção de terra têm sido objeto de estudo na engenharia por muitos anos para serem utilizadas como núcleos de barragens, reservatórios de água, entre outros.

Nas últimas décadas, o crescimento industrial e populacional, o aumento de geração de lixo e o surgimento de regulamentos quanto à disposição de resíduos, geraram a necessidade de um novo tipo de estrutura de contenção de terra compactada. Esta estrutura denomina-se *liner* e tem como função principal isolar os resíduos depositados em um aterro sanitário do solo e agir como barreira impermeabilizante para impedir a migração de efluentes contaminados até as águas subterrâneas (Oakley, 1987).

Os *liners* podem ser utilizados para diminuir a infiltração de água e a saída de gás dentro de uma camada de lixo (como sistema de cobertura) ou para controlar a saída de chorume¹ do aterro sanitário ao subsolo (barreira de fundo). Para que isto seja possível, o elemento deve possuir uma baixa condutividade hidráulica durante um longo período de tempo. Tipicamente, este valor deve ser menor ou igual a 1×10^{-7} cm/s para as barreiras utilizadas na contenção de resíduos perigosos, resíduos sólidos urbanos e resíduos industriais (Daniel e Benson, 1990; EPA, 1989). Espera-se que os *liners* possam atenuar o movimento do efluente contaminado e prolongar a liberação de químicos presentes nele, bem como cumprir outras funções específicas (Daniel, 1993).

Existem vários tipos de barreiras impermeabilizantes. ROWE, *et.al.* (1995) classificam elas da seguinte forma:

¹ Chorume: Líquido de alta demanda bioquímica de oxigênio (DBO) com odor desagradável e cor negra produzida pela decomposição de matéria orgânica em lixões e aterros sanitários (Alonso, 2006). Segundo Gandhi (2004), a definição da Comunidade Econômica Européia para chorume é “qualquer líquido que escoar através de resíduos depositados, seja emitido ou fique contido no aterro”.

- Depósitos naturais de solos argilosos;
- *Liners* de argila compactada;
- Paredes de *cut-off*;
- Camada natural de rocha;
- *Liners* argilosos com geossintéticos.

Os depósitos naturais de solos argilosos, como seu nome indica, são formações naturais de solo rico em argilominerais e com baixa permeabilidade. Não é recomendável utilizar este tipo como barreira única, pois para o funcionamento adequado de um *liner*, este deve estar livre de defeitos hidráulicos, tais como fraturas, juntas e furos; além de ser contínuo. No caso dos depósitos naturais, é extremamente difícil e custoso comprovar que ele, por si só, seja capaz de proteger as águas subterrâneas de uma eventual contaminação (Daniel, 1993). O mesmo acontece no caso das barreiras de camada natural de rocha.

As paredes de *cut-off* são raramente usadas como parte de um *liner* em um aterro sanitário novo, porém, podem servir para proteger o ambiente circundante aos aterros sanitários antigos que não possuem nenhum outro tipo de barreira.

Os *liners* argilosos com geossintéticos consistem de uma camada fina de argila colocada entre dois geotêxteis ou geomembranas. As geomembranas consistem em uma ou várias lâminas fabricadas com resinas tais como polietileno, polivinil, etc.

O tipo de barreira analisada nesta pesquisa, pertence à segunda categoria, para o caso de barreira de fundo.

Muitos aspectos devem ser considerados na hora de projetar o sistema de impermeabilização do aterro sanitário. Condições hidrogeológicas do local, materiais de empréstimo disponíveis e clima, são de relevância.

Hermann e Elsbury (1987), baseados na revisão bibliográfica de construção de *liners* e técnicas de compactação, mencionam os seguintes fatores como os mais influentes no comportamento da barreira:

- Tipo de solo (propriedades físicas, químicas e mecânicas, como granulometria, limites de consistência, atividade, expansividade, trabalhabilidade, capacidade de troca catiônica, entre outras);
- Energia e método de compactação utilizados no processo construtivo;

- Teor de umidade e densidade;
- Características do efluente;
- Saturação;
- Espessura das camadas e aderência entre elas.

O desempenho do *liner* dependerá do potencial de contração (associado ao teor de umidade), da resistência e da permeabilidade, que estão ligados direta ou indiretamente à compactação (Oweis e Khera, 1998).

Não obstante, segundo vários autores (Taha e Kabir, 2004; Daniel, 1984) a permeabilidade é o fator determinante na hora do projeto, pois o objetivo principal desta estrutura de contenção é impedir o passo de efluentes contaminados.

O projeto e construção bem sucedidos de uma camada impermeabilizante devem contemplar, entre outros, a determinação da metodologia construtiva, análise de estabilidade, e capacidade de suporte, avaliação de subsidência, consideração de fatores ambientais como secagem, e o desenvolvimento e execução de um plano de segurança construtiva (Oakley, 1987).

2.1.1 Liners de Argila Compactada

Chama-se assim ao sistema de impermeabilização que está usualmente composto por solos que possuem elevada quantidade de finos, por eles terem uma baixa condutividade hidráulica. Outros minerais não argilosos podem estar presentes em maiores quantidades, mas o termo “argila” é utilizado porque é ela a responsável pela baixa permeabilidade (Daniel, 1993).

Os *liners* de argila compactada são construídos a partir de solos naturais embora, podendo-se adicionar alguns materiais processados, como bentonita, materiais sintéticos (polímeros), entre outros para reduzir o valor de k .

Para realizar uma escolha preliminar do material a CETESB (1993) sugere que o solo esteja classificado segundo o Sistema de Classificação Unificada como CL, CH, SC ou OH; que possua um índice de plasticidade maior ou igual a 15, um limite plástico superior ou igual a 30%, uma percentagem passante da peneira #200 superior a 30% e um coeficiente de permeabilidade inferior a 1×10^{-7} cm/s.

The U.S. Bureau of Reclamation (1974), recomenda, para atingir uma condutividade hidráulica baixa, um material que possua índice de plasticidade

mínimo de 10 ou preferivelmente de 12 e máximo de 25, e um limite de liquidez inferior a 45 (pois dele depende o potencial de expansividade).

Benson *et al.* (1994) propõem que para atingir um k menor que 1×10^{-7} cm/s o material deve possuir as seguintes características:

Tabela 2.1-Propriedades do solo para atingir uma condutividade hidráulica media menor ou igual que 1×10^{-7} cm/s.

Propriedade	Mínimo para atingir k media $\leq 1 \times 10^{-7}$ cm/s
Limite de Liquidez	20
Índice de Plasticidade	7
% Finos	30
% Argila	15
Atividade	0,3

Os dados da tabela acima são produto da análise de uma base de dados de 67 *liners* construídos nos Estados Unidos, os quais foram construídos com argilas formadas naturalmente e são considerados, pelos autores, como bem compactados.

Deve-se levar em consideração que se o solo escolhido for muito plástico, seu desempenho quanto à permeabilidade no campo eventualmente seja bom, porém, quanto à resistência e contração pode-se comportar desfavoravelmente. Além disso, sua trabalhabilidade em campo diminui, pois se torna mais complicado de misturar, hidratar e homogeneizar, demandando um esforço maior na hora da compactação.

Na literatura, são muitos os critérios propostos para realizar a escolha adequada do tipo de material, como foi explicado anteriormente. Todos eles têm como objetivo a definição de características comuns nos solos, que ofereçam ao engenheiro projetista uma gama de possíveis materiais a utilizar e garantam o comportamento satisfatório do material compactado não só quanto à condutividade hidráulica, como também, à resistência e à compressibilidade.

Com base nas características do material escolhido, devem ser definidos os critérios de compactação, visando atender os requerimentos acima mencionados. Autores como Daniel e Benson (1990) e Othman e Luetlich (1994) apresentam propostas para definir o teor de umidade e a densidade de um material, para uma ampla faixa de energia de compactação, com a finalidade de relacioná-los com os requerimentos de condutividade hidráulica, resistência, à compressibilidade, expansão e contração. O trabalho de Alonso (2005) apresenta um resumo de outras metodologias para a definição da faixa aceitável

de compactação para cumprir com todas as propriedades mecânicas que a camada impermeabilizante deve possuir.

O desempenho do *liner*, como foi anteriormente explicado, é função de vários fatores; no entanto, é claro que o processo de compactação será o diferencial entre um sistema de contenção bom ou ruim. Deve se garantir a máxima redução de defeitos hidráulicos, procurando a eliminação de grumos de material, o bom entrosamento entre as partículas das diversas camadas, etc. Após o processo de densificação, o material possuirá maior resistência ao cisalhamento, será menos compressível e permeável, e os efeitos de expansão e contração serão controlados. Isto, quando compactado com o método e a energia de compactação apropriados para um determinado material, nas condições de umidade adequada.

2.2 Compactação

A compactação é uma técnica que permite melhorar as propriedades de um solo para propósitos de engenharia. Esta pode ser conseguida através da aplicação de cargas dinâmicas ou estáticas momentâneas no solo, que resulta na diminuição de vazios com a expulsão do ar e um aumento na densidade do material (Raghavan e Ohu, 1985).

Quando aumenta a densidade, significa que o contato entre grãos é maior, portanto, quando se compacta espera-se que ocorra um aumento na resistência ao cisalhamento do solo e uma redução de compressibilidade e permeabilidade.

O volume inicial da massa de solo está constituído por partículas sólidas, água e ar. Este volume diminui devido à aplicação momentânea de carga. Os vazios na massa se reduzem, pois grande parte do ar é expulso e a água então o substitui nesses vazios. As mudanças no volume de água são insignificantes. Por este motivo, durante a compactação, aumenta a saturação. O teor de umidade do material antes e depois de ser compactado é praticamente o mesmo (Hilf, 1975).

Se o processo de compactação fosse totalmente eficiente e o ar fosse 100% eliminado, a massa específica seca obtida então, seria a correspondente ao estado de "zero vazios de ar", onde a saturação é igual a 100%. Como atingir essa condição é praticamente impossível, qualquer curva de compactação sempre se encontrará abaixo da curva ideal correspondente a esse estado ($S=100\%$).

Antes dos anos 1930's, a compactação era um processo de tentativa e erro. Foi depois das publicações feitas por Proctor em 1933 que se começou a entender o princípio básico desta técnica tão importante do ponto de vista da engenharia. Ele, através dos seus testes pioneiros, determinou que moldando uma série de corpos de prova com um peso que é solto desde uma determinada altura e usando vários teores de umidade, poderia obter uma relação de massa específica seca-umidade, como mostra a seguinte figura:

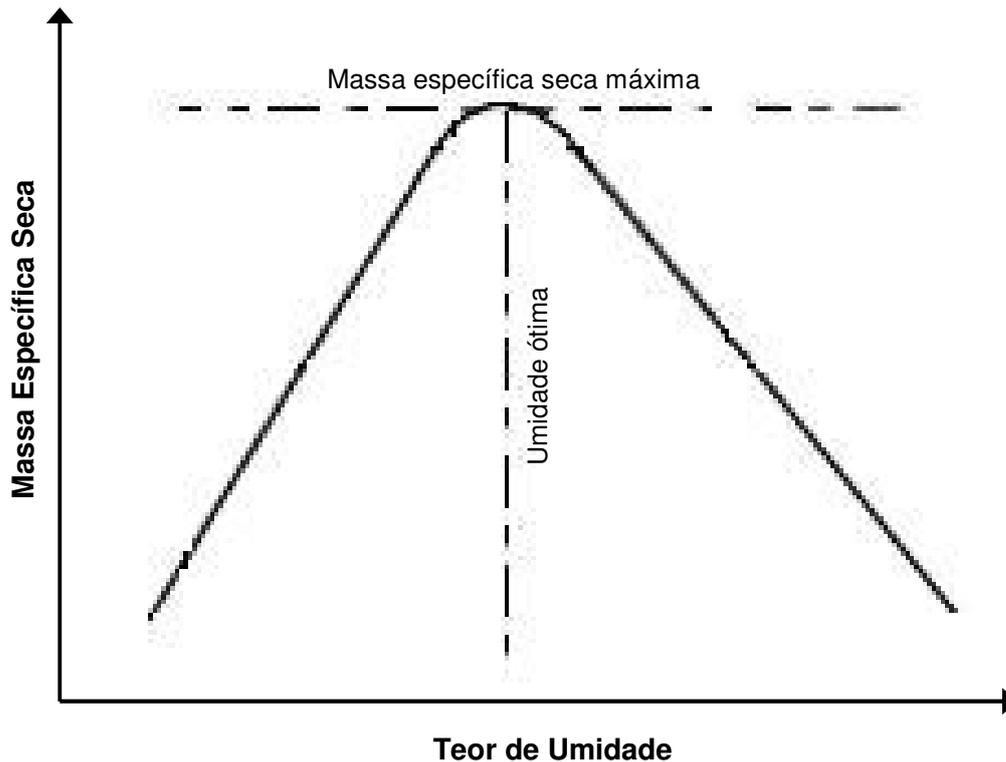


Figura 2.1-Curva de compactação.

Observa-se na figura acima que o valor da massa específica seca cresce com o aumento do teor de umidade quando compactado com uma energia determinada até chegar a um valor máximo, associado a um determinado valor de umidade, denominado umidade ótima. Se continuar acrescentando água, a massa específica seca começa diminuir. Os pontos que se encontram à direita da umidade ótima, se consideram compactados dentro do ramo úmido e os da esquerda no ramo seco.

O objetivo dos ensaios de compactação em laboratório é definir para um material específico a quantidade de água necessária a ser adicionada no campo para obter uma determinada densidade e conseguir conseqüentemente cumprir com outros objetivos como diminuição da permeabilidade, aumento de resistência e diminuição da compressibilidade.

Proctor estabeleceu que os fatores principais que afetam a densidade do solo compactado são: o tipo de solo, o teor de umidade de compactação e a energia empregada ao solo (Iowa Department of Transportation, 2004).

Mitchell *et al.* (1965) demonstrou que além dos fatores citados por Proctor, o tipo de compactação aplicado também influencia os resultados.

2.2.1 Tipo de Solo

Cada solo se comporta diferente quando compactado, devido às diferentes texturas e consistência ou compacidade; portanto, é indispensável conhecer estas propriedades para determinar o método de compactação mais adequado. Para estes fins, do ponto de vista de compactação, o solo pode ser classificado como orgânico, granular (não coesivo) e coesivo.

- Solos orgânicos: são aqueles que possuem uma quantidade significativa de matéria orgânica, o que faz deles um material indesejável para construção, pois têm baixa resistência, alta permeabilidade e alta compressibilidade (Ohu *et al.*, 1986; Pinto, 2002).

- Solos granulares: são materiais que permanecem permeáveis embora tenham sido bem compactados. Dentro deste grupo estão as areias e os pedregulhos. Os tipos de solo SW, SP, GW e GP (segundo o sistema de classificação SUCS) e grupos limites de qualquer deles representam este tipo de solos (Hilf, 1975). Em geral, suas propriedades não são afetadas pela adsorção de água.

- Solos coesivos: são materiais compostos por grãos finos, usualmente partículas de silte e argila, que quando compactadas corretamente, deixam a massa de solo virtualmente impermeável. Devido às suas propriedades de superfície, tendem a adsorver água, o que influencia seu comportamento. Os solos coesivos são plásticos e fáceis de moldar quando úmidos, porém duros quando secos (Hilf, 1975).

Encaixam-se neste tipo de solos todas as variedades de argilas, siltes e pedregulhos e areias siltosos (as) ou argilosos (as), os quais estão representados pelos seguintes grupos do Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS): CH, CL, MH, ML, SC, SM, GC, GM e grupos limite de qualquer de ambos (Bureau of Reclamation Earth Manual, 1968 *apud* Hilf, 1975).

A curva de compactação dos solos coesivos é característica para cada material, sempre que seja compactado com a mesma energia de compactação.

Porém, no caso dos solos residuais isto pode não acontecer, pois são solos sensíveis à umidade (Nascentes 2005). Isto significa que, devido à presença de alguns argilominerais (por exemplo: haloisita ou alófono) ocorre uma mudança irreversível nas suas propriedades (limites de consistência, resistência, compressibilidade e permeabilidade) quando o solo seca. Este aspecto não é um fator limitante, porém, deve ser considerado na hora de analisar o material no uso em uma obra de engenharia.

2.2.2 Umidade de Compactação

Proctor (1933) afirmou que a água adicionada em um solo relativamente seco cria efeitos capilares que mantém as partículas unidas, resultando em uma elevada resistência que se opõe às forças de compactação. Quando o solo se compacta com um teor de umidade maior, ocorre uma redistribuição das partículas devido à lubrificação fornecida pela água acrescentada, reduzindo por sua vez a energia necessária para elas se manterem juntas.

Subseqüente ao trabalho de Proctor (1933), diversos autores têm estudado a teoria da compactação dos solos coesivos, indicando que o processo é mais complexo, pois envolve, além dos efeitos da lubrificação, pressão capilar, histerese, poropressão de ar, permeabilidade, fenômenos de superfície e pressões osmóticas. Hilf (1975) apresenta um resumo de algumas destas propostas, as quais tentam explicar a natureza da curva de compactação e os efeitos da umidade neste processo. Entre elas se encontram as teorias de Hogentogler (1936); Hilf (1956); Lambe (1960); Olson (1963) e Barden e Sides (1970).

Apesar das diferentes explicações existentes para entender a relação do processo com a umidade, os autores supracitados concordam que, o arranjo das partículas (ou a estrutura resultante) no solo compactado será função da umidade de compactação.

2.2.3 Métodos e Energia de Compactação

Existem quatro métodos de compactação: vibratório, de impacto, estático e de pisoteamento. Os primeiros dois métodos aplicam energia dinâmica ao solo, e os dois últimos, energia estática.

A compactação vibratória é a mais eficiente em solos granulares, pois a vibração faz com que as partículas se movimentem e se aproximem umas das outras de forma que a maior densidade seja atingida. Os outros métodos seriam menos adequados, pois a densidade dos solos granulares não depende significativamente do teor de umidade, como é o caso dos solos coesivos devido aos efeitos desprezíveis de lubrificação nos grãos, que têm uma superfície de contato menor que a dos solos mais finos.

Já no caso dos solos coesivos, dependendo dos propósitos que o material tenha em uma determinada obra, qualquer um dos últimos três métodos de compactação supracitados, pode cumprir satisfatoriamente com o propósito desejado.

Com respeito à energia de compactação, quando esta aumenta ocorre uma diminuição no valor da umidade ótima e um acréscimo na massa específica seca. Segundo (Das, 1998), isto se deve a que uma energia alta de compactação faz com que ocorra uma orientação mais paralela das partículas de argila, as quais se aproximam mais umas das outras, resultando em uma maior densidade.

Observa-se na Figura 2.2 o deslocamento à esquerda e para cima que ocorre na curva de compactação para um mesmo solo, quando a energia é aumentada, do Proctor Normal para o Proctor Modificado.

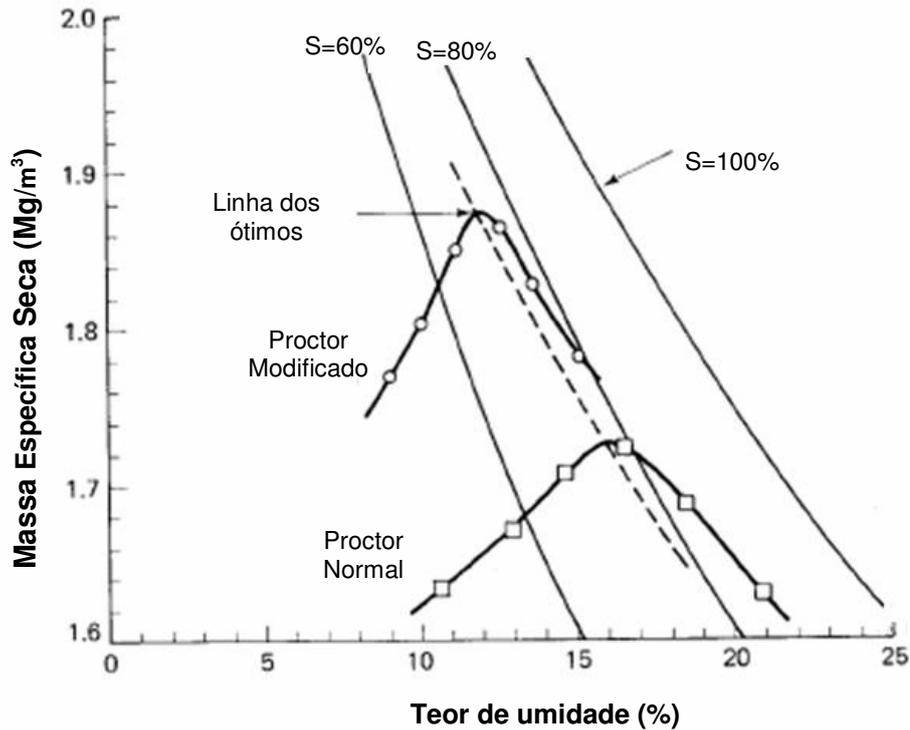


Figura 2.2-Influência da energia de compactação no comportamento do solo (Adaptado de Holtz e Kovacs, 1981).

2.2.4 Estrutura do Solo

Quando um solo é compactado, o arranjo inicial das partículas muda. Dependendo do tipo de solo, do método e da energia de compactação aplicada, e da umidade de compactação, diferentes arranjos são obtidos (Garcia-Bengochea *et al.*, 1979; Acar e Oliveri, 1990; Benson e Daniel, 1990). Estes novos arranjos ou estruturas conferem ao solo compactado propriedades que serão determinantes quanto ao seu comportamento no que respeita à resistência, à compressibilidade, e a permeabilidade.

Assim, materiais que possuem uma mesma densidade podem apresentar comportamentos mecânicos diferentes quando compactados com diferentes métodos e/ou energias de compactação em diferentes umidades (Bell, 1977).

A teoria proposta em 1958 por Lambe, fundamentada nos conceitos de camada dupla, associa o comportamento da estrutura no solo com a umidade de compactação da seguinte forma:

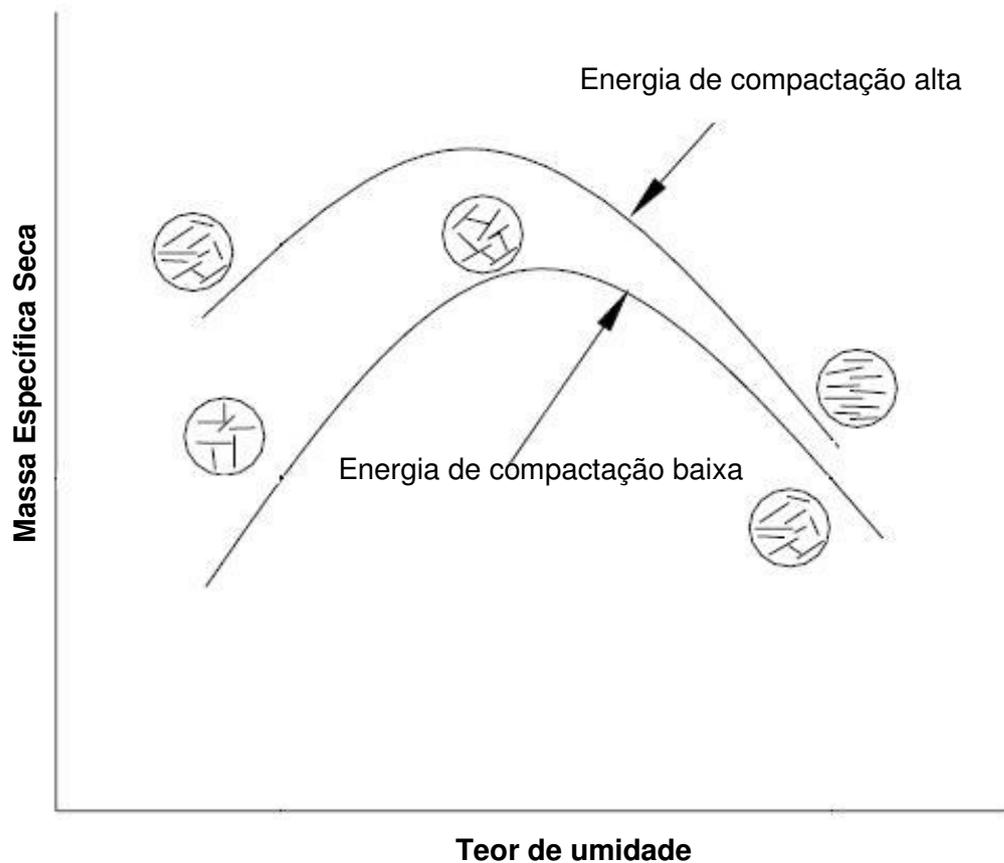


Figura 2.3-Efeitos da compactação na estrutura do solo (Adaptado de Lambe, 1958).

Quando o solo se compacta no ramo seco, este apresenta uma estrutura floculada, e quando compactado no ramo úmido, uma estrutura dispersa, onde as partículas finas de solo se orientam lamelaramente. Também se observa na figura acima o efeito do aumento da energia de compactação no arranjo das partículas, onde a floculação é menor e a dispersão maior no caso de uma energia elevada de compactação.

Estudos realizados por Lambe (1958), Mitchell *et al.* (1965) e Seed e Chan (1959) explicam a forma em que as diferentes estruturas são obtidas e os efeitos que elas provocam na permeabilidade, na resistência, na propressão, no inchamento, etc.

Mitchell *et al.* (1965) demonstraram, a partir de uma série de ensaios de permeabilidade executados com corpos de prova moldados com diferentes métodos de compactação (pisoteamento e estático), que a estrutura do solo obtida após o processo está diretamente relacionada com o equipamento utilizado para este fim. Distintos métodos de compactação induzem diferentes

quantidades de deformação por cisalhamento. Quanto maior esta deformação, maior o grau de dispersão produzido (Seed e Chan, 1959).

O pisoteamento, por ser o método que provoca maior deformação por cisalhamento no solo, induz uma estrutura mais dispersa e, portanto, uma menor permeabilidade no solo. O aumento na dispersão, resulta na redução do número de canais maiores de fluxo e em poros de menor tamanho, fazendo com que o valor de k diminua (Mitchell *et al.*, 1965).

Como se mostra na Figura 2.4, quando compactados por pisoteamento, os corpos de prova apresentaram menores coeficientes de permeabilidade que quando compactados com o método estático, sendo esta influência mais marcante acima da umidade ótima.

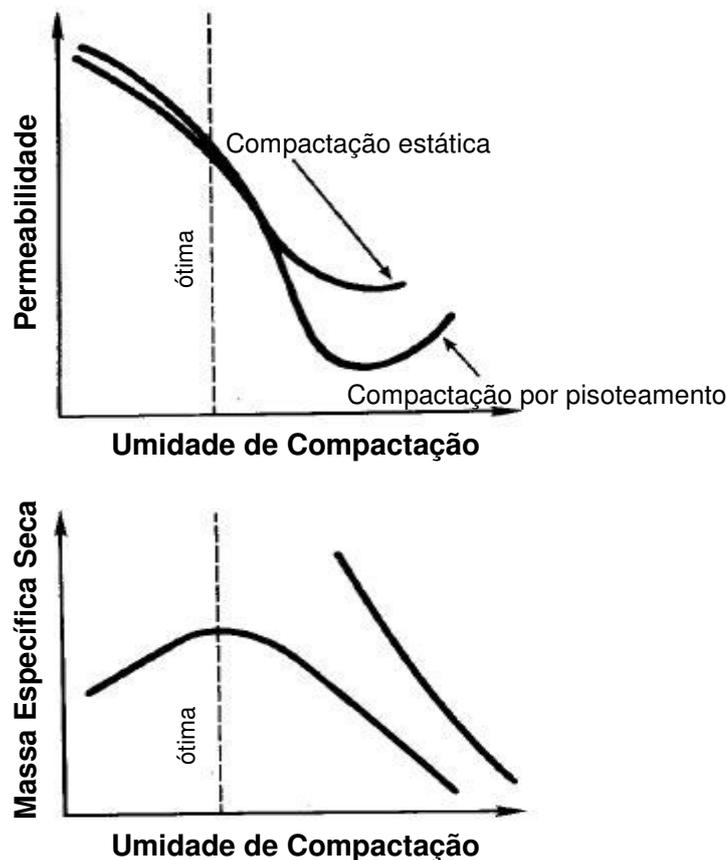


Figura 2.4-Influência do método de compactação no comportamento do solo (Adaptado de Mitchell *et al.*, 1965).

O efeito é mais significativo quando o material se compacta no ramo úmido, pois a resistência às deformações por cisalhamento diminui com o aumento de umidade. No caso das amostras compactadas no ramo seco, a influência do método tem um efeito mínimo na estrutura resultante, pois os

grumos presentes na massa de solo são mais resistentes a se deformar (Seed e Chan, 1959).

A influência do método de compactação quanto à resistência, expansividade e compressibilidade foi estudado por Seed e Chan (1965). Estes autores concluíram a partir de ensaios feitos com diferentes tipos de energia de compactação que a deformação devida ao cisalhamento, e, por conseguinte o grau de dispersão aumenta na seguinte ordem: compactação estática, vibratória de impacto e por pisoteamento.

No caso do solo ser compactado com um mesmo método, mas com uma energia de compactação superior, os efeitos são diferentes aos explicados acima. Com o aumento da energia é possível aumentar o grau de dispersão das partículas do solo. Quando compactado no ramo seco, o aumento de energia resulta em uma densidade maior, porém, no ramo úmido, não ocorre esse aumento na densidade, pois a energia adicional que se aplica no solo é consumida remoldando o solo a volume constante (Bell, 1977). Esta remoldagem é a responsável pela origem das diferentes estruturas nos solos coesivos (Lambe, 1958).

Como foi confirmado por Lambe (1958); Seed e Chan (1959); Mitchell *et al.* (1965); Garcia-Bengochea *et al.* (1979); Acar e Oliveri (1990) e Benson e Daniel (1990), entre outros, a estrutura resultante de uma massa de solo está intimamente relacionada com o processo de compactação e a umidade de compactação. Por este motivo, é relevante se questionar se realmente os ensaios de Proctor são os mais adequados para representar as condições de campo, que usualmente se assemelham mais com a compactação por pisoteamento.

2.2.5

Importância do processo de compactação na construção de um *liner*

Como foi explicado nos itens anteriores, uma série de fatores influencia a estrutura resultante de um solo após o mesmo ter sido submetido a um processo de compactação, e conseqüentemente, seu comportamento mecânico e hidráulico se vê afetado.

No caso do presente trabalho, o efeito mais relevante a ser analisado é referente à permeabilidade do solo, pois dela depende o desempenho do *liner*. Outros fatores, como resistência ao cisalhamento, compressibilidade e

expansividade, devem ser considerados também na hora de projetar este tipo de obra, mas estão além dos objetivos do presente estudo.

Um dos aspectos mais importantes a ser considerado na construção de uma camada impermeabilizante é a escolha do equipamento, pois uma adequada compactação garante o desempenho satisfatório da obra geotécnica (Daniel, 1993).

No entanto, como o fator econômico nas obras de engenharia, muitas vezes predomina diante as necessidades do projeto, a escolha do equipamento se dá em função deste aspecto, deixando de lado a importância de garantir a qualidade final da obra. Além disso, a maquinaria varia regionalmente, e conseqüentemente, é muitas vezes selecionada pela sua disponibilidade e não pelo desempenho que esta possa ter durante a compactação no campo.

Hermann e Elsbury (1987) consultaram uma pesquisa realizada por Pierce *et al.* (1986) onde foram estudados 23 *liners*. Em todos eles foram utilizados os mais variados equipamentos para compactar o solo; inclusive, em alguns casos foram usados diversos tipos de mecanismos na mesma obra. Compactadores tipo pé de carneiro, *bulldozer*, tratores de agricultura, rolo compactador e equipamentos desconhecidos ou não especificados são alguns deles. O autor supracitado associa o pobre desempenho dos *liners* (com respeito à permeabilidade) com o fato anterior.

Os regulamentos para a construção de camadas impermeabilizantes, sugerem a compactação por pisoteamento como a mais adequada, pois esta produz uma remodelagem e mistura profunda no material, portanto, tem um ótimo desempenho quanto à destruição de grumos ou torrões e faz com que se dê uma boa aderência entre camadas (Hermann e Elsbury, 1987).

Segundo vários autores (Day e Daniel, 1985; Benson e Daniel, 1990; Houston e Randeni, 1992; Rowe *et al.*, 1995; Benson *et al.*, 1999), por meio da destruição dos grumos ou estruturas floculadas no solo, formadas quando este é misturado com água e compactado, é possível conseguir uma permeabilidade baixa, pois se eliminam macroporos formados entre os grumos que facilitam o fluxo. Para lograr o mencionado é necessário que a compactação seja feita no ramo úmido usando um equipamento que transmita uma energia de compactação elevada e que seja capaz de produzir grandes deformações, como é o caso dos compactadores do tipo pé de carneiro (Mitchell, 1993; Benson e Boutwell, 2000), que provocam uma compactação por pisoteamento.

2.2.6

Ensaio de laboratório versus compactação de campo

De acordo com Mundell e Bailey (1985), uma das principais razões das variações nos resultados de ensaios em laboratório com respeito aos obtidos em campo, quanto à permeabilidade de solos compactados, é a diferença entre as técnicas de compactação empregadas.

Como foi explicado anteriormente, o método de compactação por pisoteamento é o mais adequado para a construção de *liners*. Porém, por muitos anos, os ensaios em laboratório de Proctor Normal têm sido os mais utilizados para determinar as condições de projeto não só deste tipo de empreendimento, se não também de numerosas obras. Os ensaios de pisoteamento, não têm sido tão amplamente difundidos e executados quanto os do Proctor.

O número de golpes e de camadas, dimensões do molde e pesos do soquete a serem utilizados nos ensaios Proctor, estão padronizados na norma brasileira NBR 6457/86 e em normas internacionais. No entanto, no caso do pisoteamento, são encontrados poucos estudos e propostas na literatura quanto a estes aspectos.

No ano 1952, Mc Rae e Rutledge publicaram os resultados de um estudo cujo objetivo foi avaliar a eficiência dos ensaios de compactação de laboratório. Os autores compararam as curvas de compactação obtidas a partir deles com as curvas do campo para comprovar sua semelhança, utilizando o método dinâmico e o método de pisoteamento.

Os autores utilizaram para isto um equipamento projetado por J.O. Osterberg e desenvolvido na Universidade de Northwestern, Estados Unidos no ano 1947. Este permite executar ensaios tanto de impacto como de pisoteamento em um molde de 6" de diâmetro e 7" de altura. Os princípios adotados pelo projetista para simular por meio deste equipamento o pisoteamento do equipamento de pé de carneiro no campo foram os seguintes:

- A sapata que aplica a compactação não deve transmitir impacto ao solo;
- A sapata deve aplicar uma pressão controlada por um determinado período de tempo; cobrindo somente uma pequena área da amostra para induzir deformações cisalhantes;
- A operação do equipamento deve ser o mais automática possível.

Executando ensaios com o equipamento anterior em uma argila de baixa plasticidade, Mc Rae e Rutledge (1952) concluíram que o método de pisoteamento em laboratório simulou melhor as condições de campo do que o

método de impacto, argumentando que as curvas de compactação para o primeiro caso se assemelharam mais com as reais.

Os autores supracitados realizaram os ensaios de impacto variando o número de camadas e golpes nas seguintes combinações 25-3; 28-5 e 43-5, respectivamente. Para os ensaios de pisoteamento o número de camadas e apisoadas permaneceu constante (5 e 40 respectivamente), mas a pressão e o tempo de aplicação foram variados.

Bell (1977) menciona na sua revisão bibliográfica alguns estudos que visaram analisar o efeito do número de camadas e apisoadas, a pressão e o tempo de aplicação nos ensaios de pisoteamento, no entanto, os dados são escassos.

Algumas propostas de equipamento de laboratório para simular o efeito do pisoteamento que ocorre em campo são brevemente descritas no trabalho de Kouassi *et al.* (2000). Os autores mencionam o equipamento de compactação “Harvard Miniatura”, desenvolvido por Wilson (1950), onde o ensaio se realiza em um molde de 3,3cm de diâmetro e 7,16cm de altura, aplicando 10 apisoadas em cada uma das cinco camadas em que o ensaio se executa. Outro tipo de compactador, apresentado por Seed e Monismith (1954) é mencionado. Neste, são aplicadas 30 apisoadas por minuto em um molde de 15,24cm de diâmetro e 30,48cm de altura.

Kouassi *et al.* (2000) desenvolveram um equipamento de pisoteamento que funciona com três sapatas ao invés de uma só, utilizando um molde com as mesmas dimensões do utilizado na Universidade de Northwestern, portanto, os ensaios executados nele, são razoavelmente representativos, segundo os autores. Os ensaios foram realizados aplicando pressões de 1,0 a 1,5 MPa em 3 e 5 camadas, dando 8 apisoadas em cada uma delas.

Os trabalhos supracitados sugerem diferentes dimensões de molde, número de apisoadas e camadas, bem como diferentes pressões e tempos de aplicação. Os equipamentos utilizados também são diferentes, apesar de terem na sua maioria, os mesmos princípios. Porém, os estudos não têm sido suficientes para poder padronizar uma metodologia do ensaio, embora os autores anteriores tenham demonstrado, para os casos particulares estudados, que o ensaio de pisoteamento tem maior concordância com os resultados do campo que o método dinâmico, o qual é o ensaio mais utilizado em laboratório.

2.3 Permeabilidade

A permeabilidade ou condutividade hidráulica é uma constante de proporcionalidade relacionada com a facilidade com que um fluido atravessa uma massa de solo. Sua determinação seja em campo ou em laboratório, é fundamental para fins de engenharia, pois projetos de drenagem, de contenção ou qualquer outro tipo que envolva fluxo dependem desta propriedade do solo.

Para calcular o coeficiente de permeabilidade k é necessário fazer uso da Lei de Darcy (1856), que relaciona linearmente a velocidade de descarga de um fluido através de um meio poroso com um gradiente hidráulico da seguinte forma:

$$v = k \cdot i \quad (2.1)$$

Onde:

v = velocidade de descarga em cm/s;

k = coeficiente de permeabilidade do solo, em cm/s;

i = gradiente hidráulico, definido pela razão entre a perda de carga h ao longo de uma distância L de percolação.

Quando o fluxo passa através de uma secção transversal, é possível determinar a vazão Q (cm³/s) multiplicando-se a área A (cm²) pela velocidade de descarga v (cm/s):

$$Q = v \cdot A \quad (2.2)$$

Substituindo a velocidade de descarga da equação 2.1 na equação 2.2 tem-se que:

$$Q = k \cdot i \cdot A \quad (2.3)$$

e conseqüentemente,

$$k = \frac{Q}{i \cdot A} \quad (2.4)$$

A unidade mais utilizada para dar o valor de k é em cm/s.

Os fatores que influenciam o valor da permeabilidade têm sido amplamente estudados por numerosos autores (Lambe (1954); Lambe (1958); Mitchell *et al.* (1965); Barden e Sides (1970); Benson e Daniel (1990), entre outros).

De modo geral, pode se afirmar que os solos mais finos apresentam menor permeabilidade que os solos mais grossos. Solos com partículas esféricas ou arredondadas apresentam tendência para maiores valores de permeabilidade do que em solos com partículas angulares ou em forma de placas.

A atividade dos argilominerais e os limites de consistência - ambos ligados à fração fina presente em um solo - são também relacionáveis com o acréscimo ou decréscimo do valor da condutividade hidráulica, segundo o afirmado por Mesri e Olson (1971) e Benson *et al.* (1994).

Quanto à saturação, sabe-se que a presença de ar nos vazios dificulta a passagem de água, portanto maiores permeabilidades são obtidas à medida que aumenta o grau de saturação no solo. A seguir, mostra-se graficamente a relação da condutividade hidráulica versus o grau de compactação de uma argila compactada obtida por Olson e Daniel (1981).

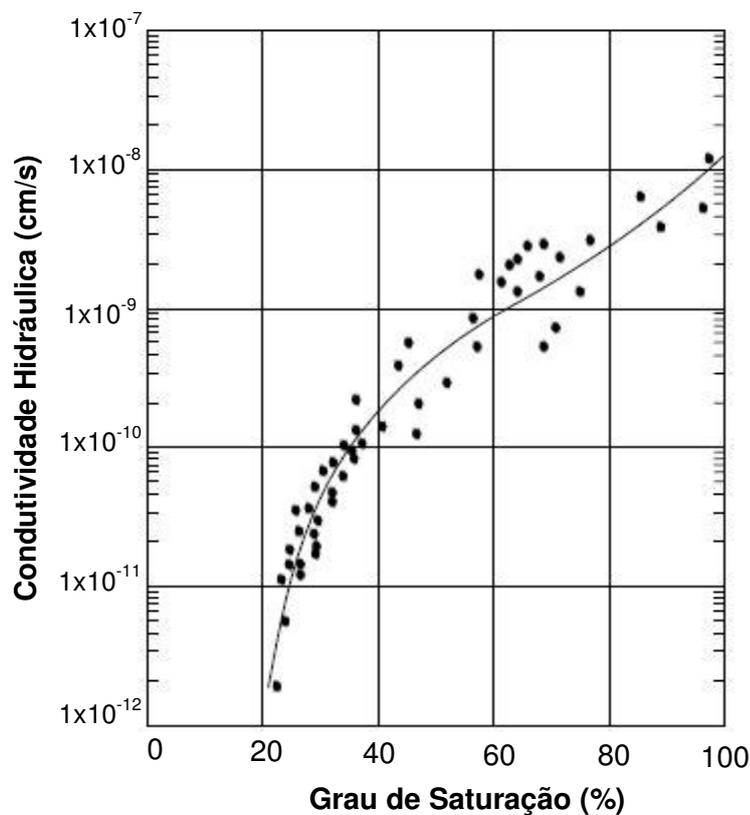


Figura 2.5-Condutividade hidráulica versus grau de saturação (Adaptado de Olson e Daniel, 1981).

Convencionalmente, a condutividade hidráulica é avaliada a partir de ensaios de campo ou laboratório, embora, devido a dificuldades como custo e amostragem, alguns métodos para estimá-la têm sido propostos. Estes métodos têm tido comportamento relativamente satisfatórios quando usados com solos grossos, e insatisfatórios quando usados com solos finos.

Tais métodos relacionam a textura e as propriedades índice dos materiais com o coeficiente de permeabilidade. Exemplos na literatura estão dados por Hazen, Taylor, Kozeny, Carman, entre outros. O problema principal destas propostas reside em que a permeabilidade é extremamente sensível às mudanças na estrutura do solo; a qual não é considerada. Uma revisão completa destas propostas é apresentada por Garcia-Bengochea *et al.* (1979) e por Sridharan e Nagaraj (2003).

Garcia-Bengochea *et al.* (1979) afirmam que, em termos gerais, três fatores controlam a condutividade hidráulica em um meio poroso:

- A geometria da estrutura porosa;
- As propriedades do fluido percolante;
- A interação superficial entre o fluido e o meio poroso.

2.3.1 Geometria de Estrutura Porosa

A distribuição dos tamanhos dos vazios e a tortuosidade dos canais de fluxo em um meio poroso dependem da geometria da estrutura porosa. Esta é função da textura do solo, da deposição natural do material ou de um processo de compactação. Porém também pode ser afetada por variáveis físico-químicas.

2.3.1.1 Textura do Solo

Quanto menores forem as partículas do solo, menor será o tamanho dos canais de fluxo. A geometria dos canais de fluxo é função da forma e da orientação das partículas de argila. Mesri e Olson (1971) fazem a anterior afirmação com base nos resultados obtidos em ensaios feitos com três argilas com composição de argilominerais diferentes: caulinita, illita e esmectita, onde o fluido percolante foi água. A primeira argila apresenta o maior tamanho de partículas e a última o menor tamanho, portanto, os canais de fluxo presentes na estrutura provocam, conseqüentemente, diferenças importantes nos valores de k . Na Figura 2.6, pode-se observar que para um índice de vazios constante, o

decréscimo no valor da permeabilidade da caulinita para a esmectita é resultado da redução do tamanho dos canais de fluxo individuais e do aumento na tortuosidade dos caminhos de fluxo. A illita é 200 vezes mais permeável que a esmectita, e a caulinita é 200.000 vezes mais permeável.

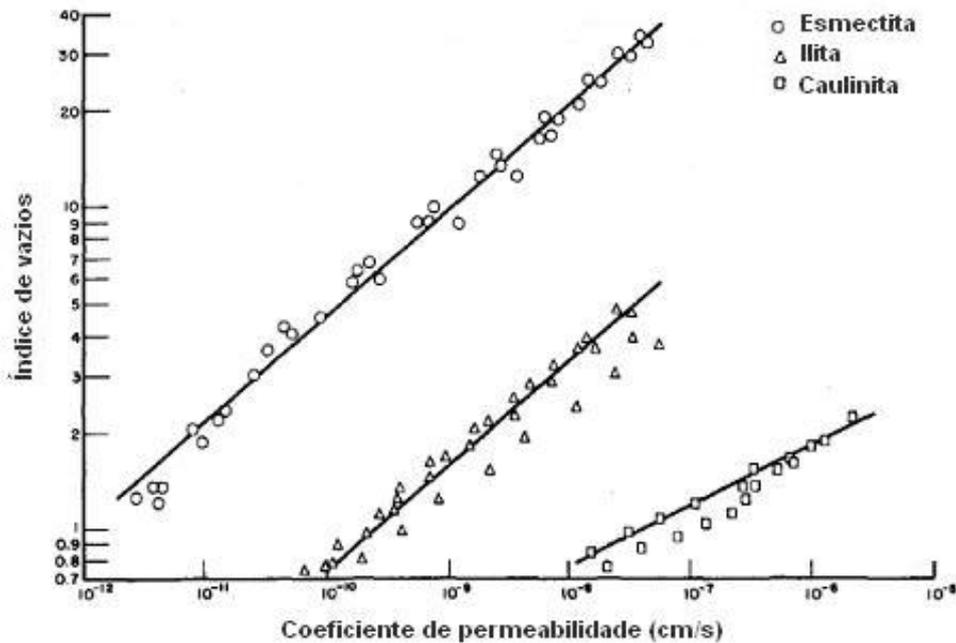


Figura 2.6-Coeficiente de permeabilidade de três argilas com diferentes tamanhos de grãos (Adaptado de Mesri e Olson, 1971).

2.3.1.2

Deposição Natural e Processos de Compactação

Solos que apresentam uma série de camadas, em geral horizontais e formadas por deposição natural, como é o caso dos solos sedimentares, apresentam maior permeabilidade na direção das camadas do que na direção perpendicular à estratificação. Isto devido ao caminho, que o fluido tem que percorrer para se trasladar de um ponto de maior carga para um de menor carga, ser mais tortuoso.

No caso em estudo, o arranjo das partículas de solo será produto de um processo de compactação, portanto, a permeabilidade será influenciada pelas condições de compactação, tais como umidade, energia e tipo de compactação.

Duas teorias, descritas por Hermann e Elsbury (1987) e Benson e Daniel (1990), têm sido propostas para explicar esta influência.

A primeira teoria, denominada a teoria de orientação das partículas, foi proposta por Lambe (1958) e relaciona a permeabilidade de um solo compactado com a orientação das partículas, a qual é função da umidade de compactação. Quando compactado no ramo seco, o solo apresenta uma estrutura floculada, e quando compactado no ramo úmido, o arranjo das partículas é disperso.

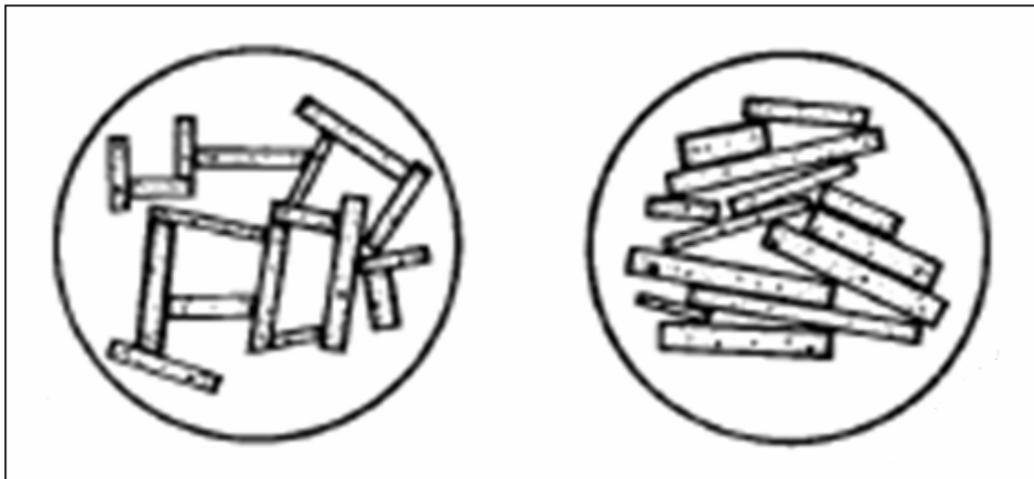


Figura 2.7-Estruturas dispersa e floculada respectivamente (Lambe, 1958).

Comparando as estruturas acima mostradas, se observa claramente que a estrutura floculada apresenta vazios maiores que a dispersa, portanto permite com maior facilidade o passo de fluxo através dos canais formados entre os poros. Já no caso da estrutura dispersa esse caminho na direção perpendicular à orientação das partículas é muito mais tortuoso. A velocidade necessária para chegar até um mesmo ponto em ambos os exemplos será maior no caso da primeira, e como conseqüência, o coeficiente de permeabilidade será maior.

Concluindo, a teoria afirma que a condutividade hidráulica é dominada pelo arranjo individual das partículas, que pela sua vez é influenciado pela umidade de compactação (Figura 2.3).

Um estudo extenso desenvolvido por Mitchell *et al.* (1965) confirma a proposta de Lambe (1958). Os autores afirmam que a estrutura obtida com o processo de compactação é a variável mais importante quanto à permeabilidade da argila compactada. Seus resultados não só mostram a influência da umidade de compactação, como também a influência da deformação cisalhante no arranjo das partículas e, por conseguinte na permeabilidade, como conseqüência do método e da energia de compactação utilizados. Eles também afirmam que o método estático, por induzir menores deformações que o pisoteamento quando o

solo é compactado, gera uma estrutura com um menor grau de dispersão, o que se reflete em coeficientes de permeabilidade maiores, como observado na Figura 2.4.

A segunda teoria que relaciona os aspectos da estrutura resultante da compactação com permeabilidade é a dos grumos, e foi proposta inicialmente por Olsen (1962). O autor sugere que a maior parte do fluxo de água em argila compactada ocorre através dos macroporos formados entre os grumos de argila, e não através dos microporos existentes entre as partículas de argila que conformam os grumos (Figura 2.8). A influência da umidade de compactação é de grande relevância, pois quando compactados no ramo úmido, os grumos no solo são mais suaves, úmidos e fáceis de moldar que quando compactados no ramo seco, onde os grumos são duros e difíceis de destruir. Portanto, a compactação com umidade superior à ótima resulta em vazios internos entre grumos menores e conseqüentemente em uma menor permeabilidade.

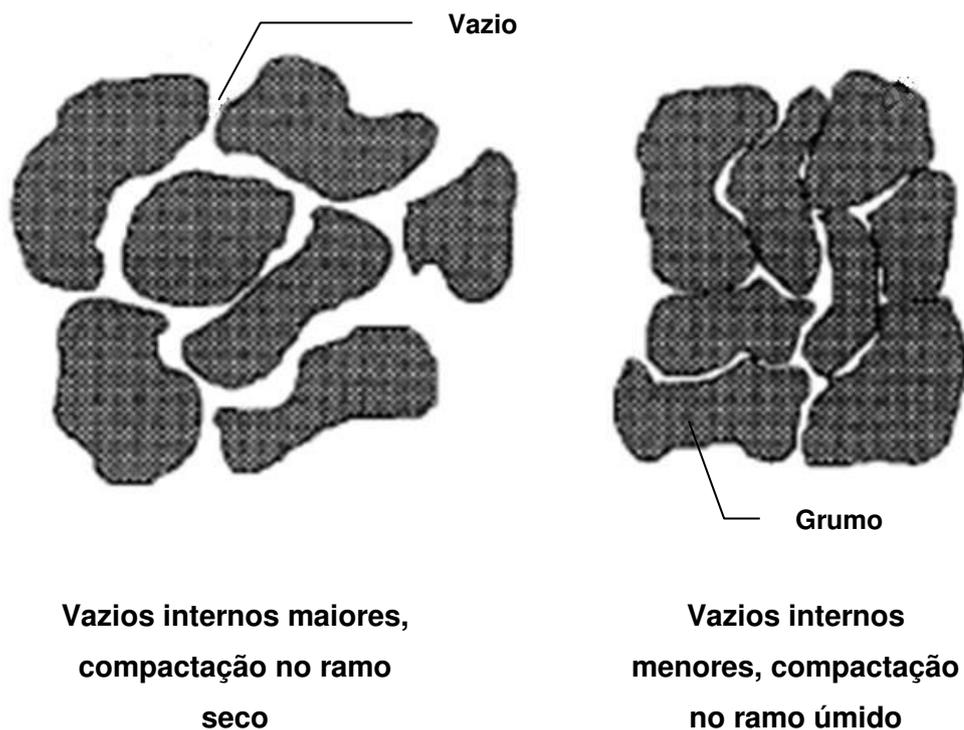


Figura 2.8-Fluxo de água através de poros relativamente grandes entre os grumos (Olsen, 1962).

A teoria de Olsen tem sido avaliada por vários pesquisadores. Daniel (1984) realizou ensaios de permeabilidade em solos argilosos (LL=39%, IP=20%), onde o solo foi compactado com diferentes tamanhos de grumos para estudar a sua influência na condutividade hidráulica. Os seguintes dados foram obtidos pelo autor:

Tabela 2.2-Influência do tamanho dos grumos na permeabilidade de argila compactada (Daniel, 1984).

Diâmetro do grumo (cm)	Permeabilidade (cm/s)
1	3×10^{-7}
0,5	2×10^{-8}
0,2	9×10^{-9}

Benson e Daniel (1990) executaram o mesmo procedimento acima descrito em uma argila de alta plasticidade para estudar também a influência dos grumos no comportamento do solo e obtiveram os resultados mostrados na figura a seguir:

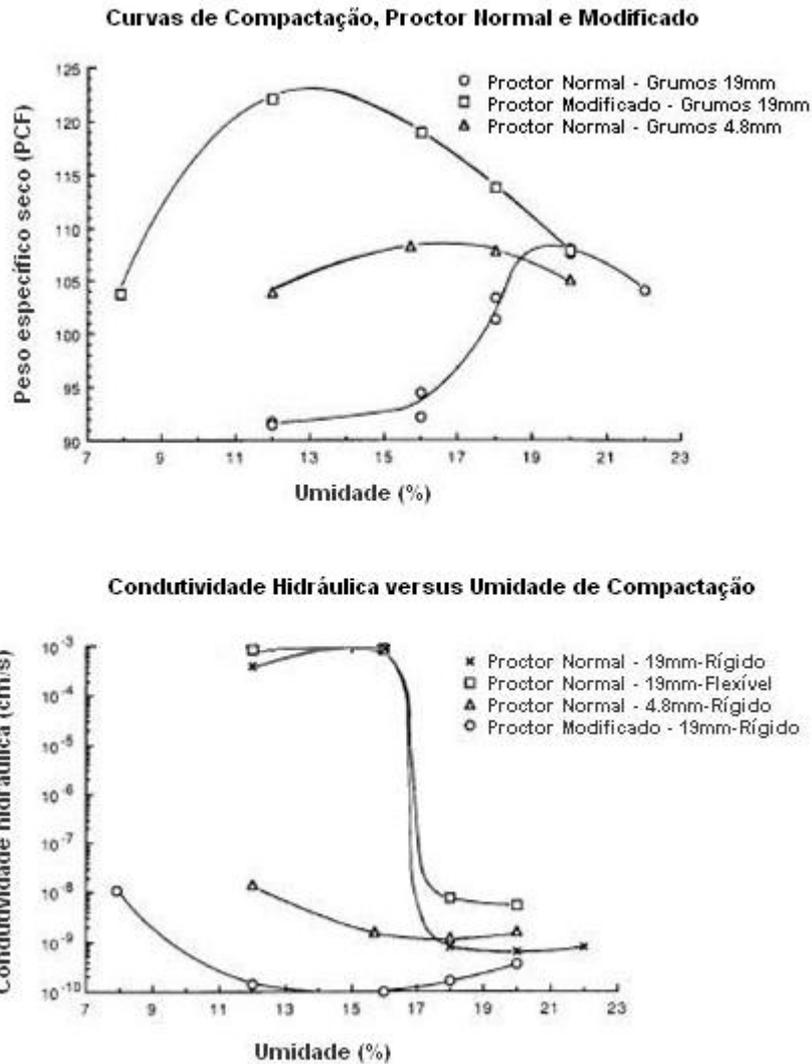


Figura 2.9-Influência dos grumos na condutividade hidráulica para ensaios realizados em permeâmetros com parede rígida e flexível em amostras compactadas com Proctor Normal e Modificado.

Os autores supracitados concluíram dos gráficos mostrados na Figura 2.9 que o solo preparado com os grumos de menor tamanho, quando compactado no ramo seco, apresentou valores de condutividade até seis ordens de magnitude menor que nas amostras compactadas do solo preparado com grumos de maior tamanho. No entanto, no ramo úmido foi demonstrado que a permeabilidade independe do tamanho dos grumos com que o corpo de prova é moldado.

Quanto à curva de compactação, esta apresentou um pico bem menor para o material moldado com os grumos menores, indicando uma menor sensibilidade deste à umidade de compactação.

É possível concluir a partir do trabalho de Benson e Daniel (1990) que, para atingir uma permeabilidade baixa, em um material propenso a se aglutinar, é indispensável compactar o solo em uma umidade o suficientemente alta e com um equipamento apropriado que permitam suavizar e eventualmente destruir grandes grumos no momento da compactação. Um rigoroso controle durante a construção, pode garantir um excelente desempenho da camada impermeabilizante (Daniel, 1990).

Estudos recentes (Houston e Randeni (1992); Rowe *et al.* (1995) e Benson *et al.* (1999)) mostram-se concordantes com o critério dos grumos e com as conclusões de Daniel (1984) e Benson e Daniel (1990), afirmando que em campo, a dificuldade de conseguir permeabilidades baixas está ligada à incapacidade de desintegrar os grumos quando o solo está no ramo seco ou quando a compactação é inadequada e insuficiente.

Seja para gerar um arranjo disperso de partículas ou para desintegrar grumos, a umidade, a energia e o tipo de compactação utilizados, conforme foi explicado por Seed e Chan (1959), Mitchell *et al.*(1965) e Benson e Daniel (1990), são fatores determinantes para gerar uma estrutura no meio poroso que impeça o melhor possível o passo de fluxo atingir uma permeabilidade baixa.

A estrutura que o solo apresenta não só depende dos fatores supracitados, porém também pode ser afetada por variáveis físico-químicas, como explicado no item 2.3.3.

2.3.2 Propriedades do Fluido Percolante

Quanto às propriedades do fluido percolante que afetam a permeabilidade, podem ser mencionadas sua densidade, sua viscosidade (que por sua vez dependem da temperatura) e suas propriedades químicas.

Quanto maior a densidade, maior será o movimento do fluido através do solo devido à ação da gravidade. Quanto maior a viscosidade, menor será a condutividade hidráulica, pois a dificuldade para o fluido percolar através do meio poroso é maior.

Com respeito às características químicas do fluido, espera-se que possam ocorrer vários efeitos quando em contato com um solo, por exemplo, floculação da argila e dissolução de argilominerais e/ou outros minerais, entre outros, o que pode fazer com que a permeabilidade aumente (Shackelford, 1994). A exposição

prolongada a ácidos fortes, solventes orgânicos ou químicos cáusticos usualmente geram altas taxas de infiltração através do *liner* (Daniel, 1984).

2.3.3

A interação superficial entre o fluido e o meio poroso.

O ultimo fator que deve ser avaliado é a interação entre o material escolhido como *liner* (meio poroso) e o fluido permeante. A determinação dos aspectos físico-químicos de ambos, como superfície específica, capacidade de troca catiônica entre outros, são de utilidade para entender a influência dessa interação com respeito à condutividade hidráulica. Dependendo das características químicas do fluido, pode haver uma mudança no arranjo das partículas (estrutura) e na composição química inicial do solo, como foi anteriormente mencionado.

Mesri e Olson (1971) argumentam que as variáveis físico-químicas, por controlar a tendência da argila se flocular ou se dispersar alteram significativamente a permeabilidade. Os autores realizaram ensaios com três solos com diferentes argilominerais predominantes e percolaram fluidos com propriedades químicas distintas. Os resultados obtidos para estes materiais mostram que k é maior quando o fluido percolante é não polar, menor para fluidos polares de constante dielétrica baixa, e o mínimo para quando o fluido é água, o qual é polar e possui uma alta constante dielétrica.

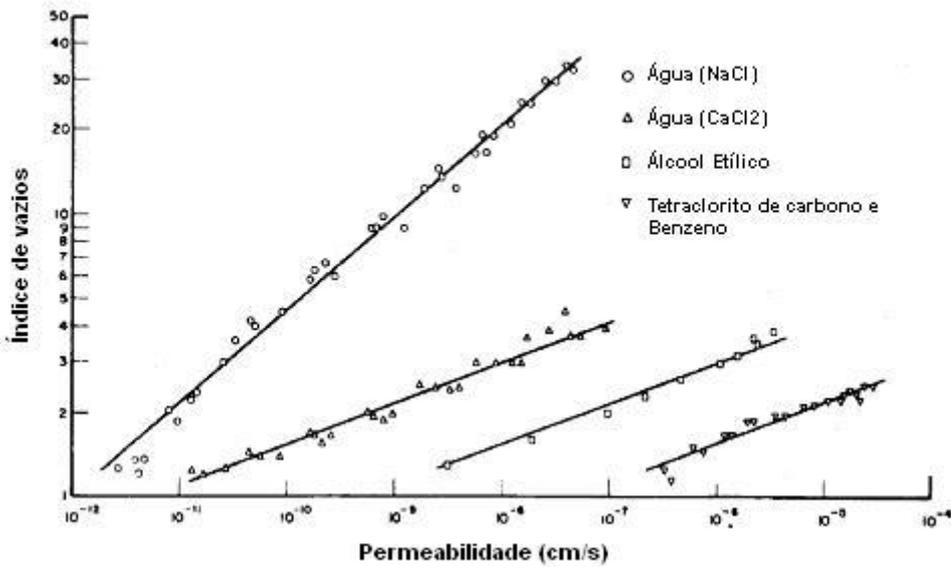


Figura 2.10-Variação da condutividade hidráulica da esmectita com fluidos percolantes de diferente composição química (Adaptado de Mesri e Olson, 1971).

Um estudo realizado por Brandl (1992) descreve reações envolvidas entre vários tipos de efluentes e solos argilosos e a influência destas na condutividade hidráulica, dando prioridade a troca catiônica, adsorção e dissolução. Porém, segundo o autor, é praticamente impossível generalizar e estimar a partir de parâmetros como argilominerais e capacidade de troca catiônica, as mudanças nas propriedades do solo quando submetido a efeitos químicos. A maioria dos efeitos químicos no solo não segue um padrão geral. Os parâmetros do solo podem aumentar ou diminuir, dependendo da concentração do poluente, tempo, temperatura, etc.

No caso de um *liner*, por exemplo, as propriedades do efluente ao longo do tempo operacional do aterro sanitário podem variar devido às mudanças nos resíduos, e como consequência disto, o comportamento do *liner* pode ser afetado.

Por estes motivos, Brandl (1992) sugere construir um sistema de impermeabilização com camadas de vários tipos de argilominerais que possuam propriedades diferentes e garantam a retenção ou retardamento do avanço dos contaminantes. O projeto destes sistemas deve ser baseado na composição química dos materiais que estão sendo contidos.

Nenhum *liner* conhecido é impermeável, durante toda a sua vida útil, a todas as substâncias químicas (Daniel, 1993).

2.3.4 Ensaio em laboratório

A percolação de um fluido através de um meio poroso para obter o valor da condutividade hidráulica pode ser representada no laboratório utilizando carga constante ou carga variável. Os equipamentos mais freqüentemente utilizados para esta finalidade são os permeômetros de parede rígida e os de parede flexível.

É de particular interesse, para o presente trabalho, conhecer mais a fundo o permeômetro de parede flexível. Um exemplo deste tipo de equipamento é mostrado na Figura 2.11, adaptada de Daniel *et al.* (1984).

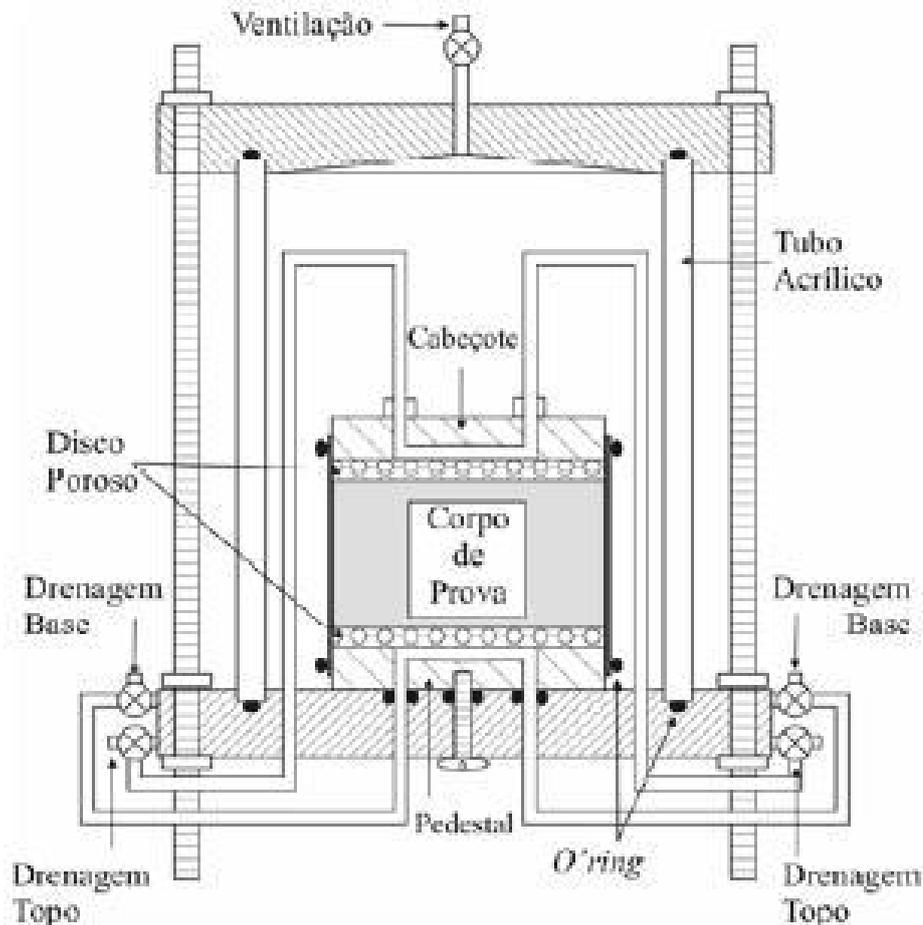


Figura 2.11-Permeômetro de parede flexível usado em laboratório (Adaptado de Daniel *et al.*, 1984).

O uso do equipamento acima mostrado é vantajoso, pois representa uma forma rápida e econômica de obter os parâmetros necessários para calcular a condutividade hidráulica de um material. Entre as vantagens de realizar este tipo de procedimento podem se citar as seguintes: o sistema permite submeter o corpo de prova ao estado de tensões do campo; a possibilidade da ocorrência de fluxo preferencial entre a membrana flexível e o corpo de prova é descartada e, além disso, a saturação do corpo de prova se atinge em um tempo relativamente curto. Quando os ensaios de permeabilidade são feitos com o CP saturado, o valor de k mais crítico, do ponto de vista de um *liner*, é obtido; pois sabe-se que quanto maior o grau de saturação, maior o valor de k .

Como este equipamento tem sido desenvolvido na maioria dos casos para ensaiar corpos de prova de pequenas dimensões, o problema do efeito escala é uma desvantagem. Outra limitação é que durante o ensaio, podem-se cometer alguns erros durante a execução, tais como a introdução de ar na amostra saturada, o adensamento do corpo de prova, entre outros (Alonso, 2006).

2.3.5

Ensaio de campo versus ensaio de laboratório: determinação da permeabilidade dos *liners*

Os ensaios de campo têm um custo e um tempo de execução elevado e usualmente são difíceis de interpretar, devido às complicadas condições de contorno envolvidas. Os resultados fornecidos por este tipo de ensaios são usualmente mais conservadores.

Os ensaios de laboratório representam uma solução mais viável do ponto de vista econômico e alguns deles têm a vantagem de permitir controlar as condições de contorno (gradiente e direção do fluxo, tensão efetiva, saturação) e obter resultados em um tempo menor. No entanto, o principal problema deste tipo de ensaios é a representatividade dos corpos de prova, pois a maioria dos equipamentos de laboratório são desenvolvidos para ensaiar amostras de tamanho pequeno. Além disso, não podem ser retiradas amostras muito grandes do campo devido ao dano que este processo de amostragem causará no *liner*. Quando ensaios de laboratório são feitos, é indispensável estar consciente de que o tipo de equipamento, sua geometria, e a preparação dos corpos de prova podem ser fontes importantes de inconsistência (Cazaux e Didier, 2002).

No caso das camadas impermeabilizantes, a obtenção da permeabilidade tem sido um verdadeiro desafio devido aos motivos antes mencionados. Autores como Daniel (1984); Day e Daniel (1985); Elsbury *et al.* (1990); Rogowski (1990)

e Benson e Boutwell (1992); têm demonstrado que os valores de permeabilidade achados no campo diferem significativamente dos achados em laboratório.

A discrepância associa-se ao efeito de escala, pois pequenas amostras, eventualmente, não são representativas das condições de campo. Os fatores predominantes do comportamento hidráulico (defeitos hidráulicos) como trincas e fissuras, produto de uma pobre compactação ou à secagem após o processo construtivo, usualmente não se refletem nas amostras utilizadas nos ensaios de laboratório.

Ensaio executados em permeômetros de parede flexível têm demonstrado que a permeabilidade de uma amostra de solo depende do tamanho do espécime testado. Quando amostras são retiradas do *liner* para avaliar a sua permeabilidade, achou-se que k cai substancialmente com a diminuição da altura do corpo de prova (Korfiatis *et al.*, 1987).

Daniel (1984) afirma que a diferença entre os valores de campo e laboratório da condutividade hidráulica pode-se atribuir também à diferença do tamanho entre os grumos existentes no solo compactado em ambos os casos. Benson e Daniel (1990) concordam com este fato. A presença dos macroporos presentes entre os grumos, é um dos fatores principais do aumento do valor da permeabilidade, que também, não é bem representado nas amostras ensaiadas. Daniel (1984) afirma que no campo podem ser achados grumos de até 30 cm, o que não é encontrado em amostras de laboratório.

O autor também comenta a diferença da preparação no solo quando compactado. No campo, o solo é distribuído, umedecido e compactado. Após a fase de umedecimento, um grumo pode ficar com sua superfície molhada e estar relativamente seco no seu interior, sendo que, quando este é compactado, encontra-se no ramo seco. Lambe (1958) e Mitchell *et al.* (1965) têm demonstrado que quando compactado no ramo seco, a condutividade hidráulica pode ser de 10 a 1000 vezes maior que quando compactado no ramo úmido.

Assim, entende-se que os procedimentos padronizados para preparar e compactar o solo no laboratório diferem dos executados em campo, conseqüentemente, os ensaios de permeabilidade realizados em amostras preparadas com os métodos convencionais (compactadas com Proctor Normal ou Modificado, com pequenos grumos) geram resultados que se desviam significativamente do valor da condutividade obtida em campo.

Elsbury *et al.* (1990) sugere que se a preparação do material em laboratório fosse feita se assemelhando mais à do campo (com grumos maiores,

sem secagem previa do material), poderiam se obter resultados mais realistas para estimar a permeabilidade no campo.

O efeito de escala deve ser investigado e quantificado para avaliar a utilidade dos dados obtidos a partir de ensaios de laboratório e de campo para estimar o comportamento hidráulico dos *liners*.

Para *liners* construídos sob condições de pobre controle, a condutividade hidráulica de pequenos corpos de prova pode ser várias ordens de grandeza menor do que a medida em ensaios de maior escala no campo. No entanto, quando um *liner* é compactado adequadamente em campo, os grandes grumos são eliminados e a permeabilidade então passa a ser controlada por microporos, os quais são adequadamente representados nas pequenas amostras usadas nos ensaios de laboratório (Day e Daniel, 1985).

Segundo Benson *et al.* (1994), os ensaios de campo deveriam ser considerados como mais realistas, devido a que em laboratório podem ser obtidos erros de mais de 1000 vezes na condutividade hidráulica.