

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA

“JÚLIO DE MESQUITA FILHO”

FACULDADE DE ENGENHARIA - CÂMPUS DE ILHA SOLTEIRA

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO HIDRÁULICO DE BARREIRAS DE
PROTEÇÃO AMBIENTAL PRODUZIDAS COM SOLO LATERÍTICO ARENOSO
COMPACTADO, ESTABILIZADO QUIMICAMENTE**

Autor: Rosimeire Aparecida Ventura Ribeiro

Orientador: José Augusto de Lollo

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia -
UNESP - Câmpus de Ilha Solteira, como parte dos
requisitos necessários para a obtenção do título de Mestre
em Engenharia Civil

Ilha Solteira – São Paulo

2002

RESUMO

RIBEIRO, R.A.V. **Avaliação do desempenho hidráulico de barreiras de proteção ambiental produzidas com solo laterítico arenoso compactado, estabilizado quimicamente.** Ilha Solteira, 2002, 88p. (Dissertação de Mestrado), Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira – UNESP.

As características de capacidade de percolação de fluidos em camadas de solos têm sido alvo de muitos estudos que refletem a preocupação do meio técnico em termos do comportamento destes materiais frente a sua utilização em obras de engenharia. Tais estudos têm tradicionalmente considerado o efeito desta percolação no comportamento mecânico dos solos. Recentemente a avaliação das propriedades hidráulicas dos solos passou a ter um papel fundamental em atividades relacionadas à disposição de resíduos, a qual pode proporcionar a percolação de fluidos potencialmente poluidores do subsolo. O uso de qualquer tipo de material, visando à proteção do subsolo, exige, no entanto, requisitos mínimos para que se tenha um bom desempenho no retardamento da percolação e na retenção de elementos potencialmente contaminantes, indicando o uso de materiais com baixa condutividade hidráulica e boa capacidade de retenção de íons, requisitos que não são atendidos por qualquer tipo de solo. Essa situação tem levado à pesquisa de diversos tipos de camadas compostas (sejam elas obtidas por misturas com solos ou pela superposição de camadas com diferentes materiais) que atendam às finalidades pretendidas. Para tanto se avaliou o efeito do uso de estabilizantes químicos (cal e cimento) na redução da condutividade hidráulica em um solo laterítico arenoso compactado. Foram feitos ensaios de permeabilidade à carga variável e com área plena, permitindo concluir que o material acima mencionado possui baixa condutividade hidráulica, podendo assim ser utilizado na construção de barreiras de proteção ambiental.

PALAVRAS-CHAVE: Barreiras de proteção ambiental, solo laterítico, estabilização de solos, aterros sanitários.

1 INTRODUÇÃO

Os riscos associados à disposição de resíduos constituem atualmente matéria bastante estudada em todo o mundo. Tal situação tem provocado o disciplinamento, cada dia mais intenso, desse tipo de atividade.

O desenvolvimento de tecnologias apropriadas e mecanismos legais de controle não tem sido acompanhado, nos países do chamado terceiro mundo, de um desenvolvimento sócio-econômico que propicie recursos para a adoção das técnicas mais adequadas ou de estudos mais profundos visando à produção de tecnologias alternativas, ocasionando a inviabilização de projetos ou a adoção de técnicas pouco econômicas.

Tal realidade é claramente observada em nosso país quando se analisa a condição de pequenos municípios, nos quais a falta de recursos (ou sua má administração) faz com que a destinação final dos resíduos não seja feita de forma adequada. Nesse contexto, torna-se necessário o desenvolvimento de dispositivos de proteção (*liners*) adequados a essa situação.

Por outro lado, as características da maioria dos solos tropicais fazem com que seu aproveitamento para esta finalidade prescindia da adição de materiais argilosos de forma a propiciar um desempenho satisfatório. Esses materiais, no entanto, nem sempre se encontram disponíveis podendo tornar essa aplicação pouco viável.

Uma forma possível de sanar essa deficiência seria o desenvolvimento de barreiras de solos com a adição de outros materiais. Dentre as possibilidades existentes, acredita-se que o uso de misturas solo-cimento e solo-cal possam se constituir numa alternativa viável, com custos relativamente baixos se comparados às técnicas “tradicionais” (adição de materiais argilosos e utilização de geotêxteis).

Essa tecnologia, caso se mostre confiável, pode ser de grande utilidade para pequenas comunidades interessadas em desenvolver sistemas de disposição final de resíduos urbanos com custos relativamente baixos.

Os resultados obtidos com o presente trabalho indicam que tal tecnologia apresenta grande potencial de uso, proporcionando significativa redução na permeabilidade do material com o uso de solo arenoso com baixo custo e aplicação técnica que não requer tecnologia sofisticada.

2 OBJETIVOS

Os objetivos pretendidos, com o presente trabalho, foram:

- (1) preparar camadas solo-cimento e solo-cal compactadas de forma a testar seu desempenho em termos de condutividade hidráulica compatível com o aproveitamento do material em barreiras de proteção ambiental, considerando-se diferentes teores de cimento e cal;
- (2) avaliar o desempenho hidráulico através de ensaios de permeabilidade à carga variável e com área plena com água destilada, levando-se em consideração o tempo das diferentes misturas utilizadas em função de diferentes condições de exposição do material e diferentes teores de aditivo em massa;
- (3) avaliar também esta permeabilidade com o esgoto afluente e efluente como fluidos de percolação no ensaio com área plena;
- (4) propor critérios técnicos de produção de barreiras selantes com esses tipos de misturas.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 LINERS

3.1.1 Definição

O termo *liner* é normalmente utilizado para designar camadas de baixa permeabilidade, constituídas de materiais naturais, artificiais ou a combinação de ambos, e que têm como objetivo proteger as vizinhanças da percolação de fluidos. Esses dispositivos são utilizados em diversos tipos de obras como canais, reservatórios, diques, lagoas de rejeito, lagoas de tratamento de resíduos e aterros sanitários (LEITE, 1997).

Essas barreiras, quando utilizadas para o controle da infiltração de fluidos contaminantes, têm a função de retardar ao máximo o transporte do contaminante, de forma que este não atinja as águas naturais, ou, caso o faça, seja com uma concentração tão baixa que sua ação possa ser considerada inócua (LEITE, 1995).

A vulnerabilidade das águas subterrâneas por contaminação é, já de algum tempo, uma grande preocupação para o homem. A disposição inadequada de resíduos pode ser uma das causas mais frequentes desta contaminação do subsolo, em função da percolação destes contaminantes no meio circundante.

Com o objetivo de retardar a migração de tais soluções, tem sido pesquisadas e desenvolvidas técnicas de construção de revestimentos ou barreiras de proteção (*liners*) formadas da combinação entre materiais naturais, artificiais ou a combinação de ambos.

Tais barreiras devem apresentar, como requisito fundamental, baixa permeabilidade, de forma a controlar e até mesmo impedir parcialmente, que contaminantes venham a atingir recursos hídricos evitando prejuízos ao meio ambiente.

O termo *liners* refere-se a camadas aplicadas à base, laterais e coberturas superficiais em lagoas, aterros sanitários e reservatórios que servem para prevenir a poluição do ambiente circundante devido à percolação de poluentes. Também podem ser utilizadas para prevenir perdas econômicas de fluidos armazenados, reduzir a pressão na porção jusante de diques e prevenir a erosão por piping (LEITE, 2000).

A escolha do tipo de *liner* é influenciada: (1) pelo uso a que se destina, pois se pode esperar que ocorram efeitos diversos durante os processos de interação de diferentes contaminantes e solos, que dependerão da natureza química do fluido percolador; (2) pelo o ambiente físico no qual o mesmo será inserido (condições geológicas, geoquímicas, topográficas, pedológicas, ecológicas, climáticas, e a natureza da ocupação da área devem ser todos conhecidos e quantificados); (3) pelo material a ser tomado como matéria-prima do *liner*; a taxa de infiltração e a vida útil do projeto (FOLKES, apud LEITE 2000).

3.1.2 Classificação

Segundo BOFF (1998) as classificações de *liners* mais conhecidas são as de VIRARAGHAVAN (1987), DANIEL (1993) e ROWE (1988).

3.1.2.1 Classificação de Viraraghavan (1987, apud Boff, 1998)

Este autor classifica os *liners* segundo os materiais comumente usados na sua confecção, que podem ser de materiais naturais ou obtidos de síntese.

i) Origem natural:

- ✓ Solo compactado;
- ✓ Concreto;
- ✓ Emulsões asfálticas;
- ✓ Solo-cimento;
- ✓ Membranas de bentonita;
- ✓ Misturas de areia e bentonita.

ii) Sintéticos:

- ✓ Polietileno clorosulfurado (Hypalon);
- ✓ Cloreto polivinílico (PVC);
- ✓ Polietileno (PE);
- ✓ Polietileno clorado;
- ✓ Borracha butílica;

3.1.2.2 Classificação de Daniel (1993, apud Boff, 1998)

DANIEL (1993) classifica os *liners* em três grupos, porém sempre destacando a presença de materiais argilosos em sua composição:

- ✓ Liners argilosos naturais;
- ✓ Liners argilosos compactados;
- ✓ Liners argilosos geossintéticos.

3.1.2.3 Classificação de Rowe (1988)

Segundo ROWE (1988) os *liners* podem ser classificados em cinco categorias:

- ✓ Depósitos argilosos naturais;
- ✓ Liners argilosos compactados;
- ✓ Paredes de isolamento
- ✓ Depósitos rochosos naturais; e
- ✓ Coberturas sintéticas, incluindo geomembranas, jateamento de asfalto, concreto asfáltico hidráulico.

3.1.3 Especificações para a Construção de Liners

Não existe atualmente norma ou procedimento brasileiro voltado para a construção de *liners*, necessitando-se, portanto, recorrer a algumas normas internacionais, e a partir destas, fazer adaptações, levando -se em consideração as diferenças que existe entre os solos europeus e norte-americanos com os solos brasileiros.

Segundo BRANDL (1992, apud BOFF, 1999), um *liner* deve atender às seguintes exigências: (1) minimizar a ação de contaminantes; (2) possuir alta capacidade de adsorção e retardamento dos contaminantes; (3) apresentar elevada resistência a substâncias químicas e aos processos erosivos; (4) ter habilidade natural de autodepuração; (5) possuir boa flexibilidade; (6) apresentar baixas taxas de expansão e contração.

Para QUIGLEY et al (1987, apud BOFF, 1999) para que um *liner* tenha um bom desempenho é necessário que apresente as seguintes características: (1) espessura de 1 a 1,5m, quando construído em área destinada à disposição de para resíduos domésticos, e de 3 a 4m para aplicação em áreas de disposição de resíduos industriais; (2) coeficiente de permeabilidade (k) entre 10^{-9} e 10^{-10} m/s; (3) sua condutividade hidráulica não deve aumentar quando o mesmo estiver sob a ação dos fluidos potencialmente contaminantes; (4) devem limitar o fluxo efluente às vizinhanças da área, para não contaminar o entorno.

Com relação à espessura destas barreiras não há concordância entre os diversos autores que discutem o assunto. GOLDMAN et al (1998, apud BOFF, 1999) documentaram em diversas regulamentações nos Estados Unidos, o intervalo de 60 a 360cm como a espessura mínima exigida.

Para JESSBERGER (1995, apud BOFF, 1999), se um *liner* de 100cm de espessura for construído em 4 camadas de alta qualidade, ou seja, com baixa permeabilidade e boa união entre elas, os efeitos de variação espacial das condutividades hidráulicas podem ser compensados.

Ainda segundo JESSBERGER (1995, apud BOFF, 1999) as condições para que um sistema de *liners* seja considerado adequado, proporcionando qualidade e segurança estão apresentadas na Figura 1.

Requisitos	Propriedades que devem ser inspecionadas	Influências Específicas do Local
Impermeabilidade	Permeabilidade	Gradiente hidráulico
	Coeficiente de difusão	Quantidade de contaminante solúvel (1) Concentração de contaminante em solução (2) Tipo de contaminante(3) Temperatura
	Capacidade de retenção	(1), (2), (3) Tipo de argila
	Sensibilidade do sistema a imperfeições	Zona de alta permeabilidade Deformação ou ressecamento Cargas de soterramento
Estabilidade	Resistência ao cisalhamento	Influências Mecânicas: Forças resultantes da deformação Forças resultantes de cargas de soterramento
	Coesão (valores de residual e não residual)	Forças resultantes dos procedimentos Construtivos
Resistência	Resistência à lixívia	Influências Químicas: tipo e composição da lixívia
	Resistência ao gás	duração da exposição
	Resistência à temperatura	Influências Térmicas temperatura alta/baixa
	Resistência hidráulica	Influências Hidráulicas: forças resultantes dos movimentos da água
	Resistência à exposição	clima e hidrogeologia do local

Figura 1 – Condições para que um sistema de *liners* seja considerado adequado segundo JESSBERGER (1995), modificado de BOFF (1999).

Segundo a norma britânica o material a ser utilizado requer ensaios laboratoriais e avaliação de técnicas de compactação do mesmo em campo, atendendo aos

seguintes critérios: (1) espessura mínima de 1m; (2) permeabilidade inferior a 10^{-9} m/s; (3) variação comprovada do teor de umidade da massa a específica seca; (4) índices de plasticidade consistentes, isto é, limite de liquidez e índice de plasticidade não devem ultrapassar a 90% e 65%, respectivamente.

Na Alemanha, as leis federais e estaduais estipulam as condições básicas para a contenção de resíduos perigosos e urbanos. A seguir são apresentadas as normas aplicadas ao revestimento de base e às coberturas finais de aterro:

- Nos *liners* para aterros de resíduos perigosos são previstas as seguintes exigências:
 1. Deve haver solo abaixo do *liner* com espessura mínima de 3m, $k \leq 10^{-7}$ m/s, no mínimo com 10% de argila em peso. O nível de água deve situar-se no mínimo a 1m da base do aterro;
 2. O elemento inferior do sistema de *liner* combinado consiste de 1,5m de solo compactado em camadas de 250mm, com permeabilidade de 5×10^{-10} m/s;
 3. Instalada acima desse solo, e em contato com esse, deve existir uma camada de polietileno de alta densidade, de espessura mínima de 2,5mm;
 4. A geomembrana deve ser adequadamente protegida, o que se encontra especificado no seu certificado de garantia;
 5. A drenagem do material percolado deve ser de no mínimo 300mm de espessura e $k \leq 10^{-3}$ m/s, sobre toda extensão.
- Nos *liners* para aterros de resíduos perigosos são previstas as seguintes exigências:
 6. Deve haver solo abaixo do *liner* com espessura mínima de 3m, $k \leq 10^{-7}$ m/s, no mínimo com 10% de argila em peso. O nível de água deve situar-se no mínimo a 1m da base do aterro;
 7. O elemento inferior do sistema de *liner* combinado consiste de 1,5m de solo compactado em camadas de 250mm, com permeabilidade de 5×10^{-10} m/s;
 8. Instalada acima desse solo, e em contato com esse, deve existir uma camada de polietileno de alta densidade, de espessura mínima de 2,5mm;
 9. A geomembrana deve ser adequadamente protegida, o que se encontra especificado no seu certificado de garantia;

10. A drenagem do material percolado deve ser de no mínimo 300mm de espessura e $k \leq 10^{-3}$ m/s, sobre toda extensão.

- Nos *liners* para aterros de resíduos urbanos (Classe I e Classe II) são previstas as seguintes exigências:

Classe I (resíduo de baixo grau):

1. O *liner* deve ter uma camada mínima de 0,50 m de solo compactado e permeabilidade mínima de 5×10^{-10} m/s;
2. Uma camada de proteção adequada deve separar a barreira do sistema de coleta de chorume, com espessura mínima de 300 mm e k mínima de 10^{-3} m/s.

Classe II (resíduo de médio grau, ou resíduo urbano):

1. O *liner* deve ser o mesmo que o aplicado aos resíduos perigosos, definindo apenas do solo compactado que deve ter 750 mm de espessura, em vez de 1,5 m.

3.1.4 Características dos Materiais Usados

Os materiais para serem usados na construção de *liners* devem apresentar características que garantam seu bom desempenho como tipo de solo, capacidade de troca catiônica, PH e permeabilidade (ELSBURY, apud LEITE, 2000).

3.1.4.1 Tipo de Solo

As características do solo podem influenciar na qualidade do *liner* produzido. Segundo LEITE (2000) os requisitos básicos a serem atendidos são boa trabalhabilidade, gradação e expansividade no desempenho de um *liner* construído com material natural.

A trabalhabilidade do material influencia na execução do *liner*, como hidratação, homogeneização do material no campo. Argilas de alta plasticidade requerem esforços maiores para o seu processamento e compactação em *liners* de baixa permeabilidade.

A gradação do solo é importante para manter as características necessárias sugeridas na especificação, e ainda influencia na trabalhabilidade do material e permeabilidade do mesmo.

A expansibilidade influencia na permeabilidade do material. Em solos altamente expansivos existe a suspeita de que a expansão não confinada induziria o desenvolvimento de fissuras elevando a permeabilidade do material.

3.1.4.2 Capacidade de Troca Catiônica

A capacidade de troca catiônica (CTC) descreve a eficácia com que um material fixa íons que estão presentes em solução em contato com ele e substitui tais íons por outro tipos de íons contidos em sua composição. A substituição dos cátions trocáveis envolve cátions associados a sítios de carga negativa nos sólidos de solos argilosos através de grandes forças eletrostáticas.

Tais reações de troca iônica podem ocorrer em vários constituintes do solo, isto é, argilominerais e frações do solo não argiloso. Para a seleção dos íons a serem trocados em uma superfície carregada em solos argilosos deve-se considerar a presença de misturas de eletrólitos e o tamanho dos íons.

O número de cátions trocáveis substituídos também depende da concentração dos íons em solução. Por exemplo, se uma argila contendo cátions de sódio Na^+ for substituído pelos íons de Ca^{++} em solução, a substituição pode ocorrer até que um certo percentual de equilíbrio na troca iônica deixe inativo o sódio e mantenha o cálcio (YONG et al, apud BOFF, 1998).

Os íons trocáveis possuem esferas de hidratação variáveis que influenciam a expansão e a contração dos solos à medida que varia o teor de umidade (LEITE, 1996). Assim, medidas de CTC são úteis para estabelecer as características das cargas dos solos

com superfícies de carga fixadas, onde a CTC é medida pela substituição de todos os cátions naturais por um outro cátion.

3.1.4.3 pH

O pH influencia na retenção de materiais pesados nos solos. O material percolante no campo consiste de quantidades e espécies variadas de metais pesados e outros tipos de contaminantes, apresentando diferentes níveis de pH em momentos variados.

YONG & PHADUNGCHWIT (1993, apud BOFF, 1998) apresentam resultados indicando que o desempenho de atenuação do material é sensível ao pH do percolado e ao esforço competitivo entre os metais pesados presentes na mesma.

Segundo LEITE (1997) à medida que quantidades crescentes de ácidos são adicionadas aos solos, como se espera que ocorra nas condições de campo, as quantidades de metais pesados retidos dependerão do pH da solução do solo, que se associa diretamente à capacidade de tamponamento do referido solo. Uma mudança nas características do solo resulta numa correspondente mudança do mecanismo dominante de retenção dos metais pesados no mesmo.

WAREHAM et al, (1988) apresenta resultados usando percolados com três pHs diferentes (7,9; 10,1 e 12,4) percolando uma barreira de areia/bentonita observando que a variação do pH contribuiu significativamente para a passagem da mistura do estado plástico para o viscoso, promovendo assim uma variação do arranjo do material e proporcionando variação na condutividade hidráulica.

3.1.4.4 Permeabilidade

A permeabilidade das rochas e solos pode ser entendida como a habilidade para transmitir um fluido, dependendo de vários fatores físicos, como porosidade, tamanho, distribuição, forma e arranjo das partículas do meio.

Em geral, para materiais inconsolidados onde o fluido percolante é a água, a permeabilidade varia com o tamanho das partículas que constituem a fase sólida, assim materiais de textura mais fina (como os solos argilosos) tendem a apresentar menores

valores enquanto materiais com granulometria mais grosseira (como areias e cascalhos) mostram valores mais altos.

3.1.5 Materiais Usados em Liners Compostos

Uma característica fundamental na escolha do material a ser usado na construção de *liner* é sua baixa permeabilidade. Tal requisito tem proporcionado o estudo e desenvolvimento de materiais compostos (confeccionados com solo associado a outros materiais) impulsionando pesquisas para solucionar problemas locais.

Assim, alguns pesquisadores têm trabalhado com compostos de solos arenosos ou areias puras com a adição de argilas conseguindo condições adequadas de condutividade hidráulica para uso dos materiais como *liners* (LO, et. alii., 1996; WAREHAM et. al., 1998; TASU -DON & VESILIND, 1998; e FODGE & BAUMAN, 1999).

Também têm sido testados compostos compactados com solo e asfalto (AL - HOMOUD et. al.; 1996) e de solo com tiras de pneus (TABBAAA & ARAVINTHANB, 1998). Tais tipos de compostos têm mostrado boas condições em termos de condutividade hidráulica, porém uma forte tendência ao desenvolvimento de fissuras.

Nos últimos anos tem sido bastante comum também o uso de barreiras compostas de solos e geossintéticos (CAZAUX & DIDIER, 2000; LAKE & ROWE, 2000 ; e SHAKELFORD et. alii., 2000). Tais compostos apresentam bom desempenho hidráulico a princípio, porém com o passar do tempo surgem problemas relativamente sérios de durabilidade pela deterioração dos materiais geossintéticos devido a reações químicas e elevação da temperatura no interior das células de aterro.

O uso de camadas de solo estabilizado com cimento tem se mostrado também uma boa opção, especialmente quando se trata de solos de textura tipicamente argilosa, os quais apresentam valores naturais de condutividade relativamente baixos (SULLIVAN et. alii., 1998; e SANCHEZ et. alii., 2000).

Outra opção também testada com solos de textura argilosa é a adição de cal a qual proporciona redução na condutividade hidráulica e melhoria no comportamento

mecânico do solo (BELL, 1996; LOCAT et. al., 1996; OMIDI et. alii., 1996; e REID & BROOKES, 1999).

3.1.6 Pesquisas com Solos Lateríticos no Brasil

Vários pesquisadores brasileiros têm testado o desempenho de *liners* produzidos com solos lateríticos argilosos no Brasil. BOSCOV et alii, (1999a e 1999b) ao avaliar os mecanismos de migração de contaminantes em barreiras de solos argilosos lateríticos compactados verificaram que tal tipo de barreira apresenta bom potencial de utilização prática.

RITTER, et . al. (1999) estudaram o potencial de retenção de materiais produzidos com argila natural (80% de caulim comercial e 20% de bentonita) mostrando a influência da salinidade do meio no transporte de soluções.

Ainda com solos lateríticos argilosos ANDERSON & HEE, (2000) evidenciam o efeito da compactação na redução do gradiente hidráulico neste tipo de solo.

Considerando-se o uso de misturas de solos lateríticos (argilosos e arenosos) em diferentes percentagens visando seu uso como *liner* BOFF, (1999) e BOFF & PARAGUASSU, (1999) avaliaram os mecanismos de migração de soluções nos materiais.

LEITE, PARAGUASSU & ZUQUETTE (1998) e LEITE & PARAGUASSU, (1999) avaliaram os mecanismos de migração de soluções em *liners* produzidos com misturas de dois latossolos, um arenoso e outro argiloso, com diferentes percentagens relativas.

3.2 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

3.2.1 Definição

O solo é considerado como suporte de uma obra e como material de construção, pois ele próprio é muitas vezes usado na construção de obras, como em aterros, barragens, pavimentos de rodovias e aeroportos. Nesses casos, o solo deverá satisfazer a determinadas exigências definidas pelas especificações próprias para tais finalidades.

Quando estas especificações não são atendidas, o solo a ser usado poderá ser submetido a um tratamento adequado para que venha a apresentar as características e propriedades que permitam sua utilização.

Em qualquer caso, o que se pretende é aumentar a resistência do solo, o que se consegue atuando no ângulo de atrito interno ou na coesão, ou em ambos. Os valores desses parâmetros dependem, principalmente, de três fatores: granulometria, compactidade e umidade.

A granulometria interfere através das frações grossa (pedregulho e areia) e fina (silte e argila) do material. A primeira entra como elemento inerte, contribuindo para o atrito interno e, a segunda, como elemento aglutinante influenciando na coesão.

A compactidade desejável pode ser obtida por compactação, melhorando a qualidade do solo, não só quanto à resistência, mas também nos aspectos: permeabilidade, compressibilidade e absorção de água.

O efeito da umidade influencia predominantemente na coesão dos solos, evidenciando a importância da fração fina do solo sobre o seu comportamento.

Para CAPUTO (1987), em problemas de pavimentação pode-se agrupar os tipos de estabilização de solos em duas categorias: estabilização mecânica e estabilização por adição de aglutinantes.

Na estabilização mecânica, a granulometria do solo é conservada ou corrigida pela mistura com um ou mais materiais, antes da compactação, procurando-se assim aumentar a coesão ou o ângulo de atrito interno, ou ambos os parâmetros.

Na estabilização por adição de aglutinantes, junta-se ao solo uma substância que aumente a sua coesão ou que o impermeabilize, impedindo a diminuição da sua resistência pela ação da água. Com a primeira finalidade, emprega-se o cimento, a cal ou produtos betuminosos; com a segunda, as resinas, os produtos betuminosos ou químicos. A estabilização de solos com cimento e cal são exemplos da estabilização com adição de aglutinantes.

3.2.2 Solo-Cimento

O solo -cimento é produto resultante da mistura íntima de solo, cimento portland e água que, compactados ao teor ótimo de umidade e sob a máxima densidade, em proporções previamente estabelecidas, adquire resistência e durabilidade através das reações de hidratação do cimento (ABCP, 1986).

O solo -cimento é classificado em duas categorias: solo -cimento plástico (SCP) e solo -cimento compactado (SCC). No SCP a água deve ser adicionada até que se obtenha um produto de consistência plástica, de aspecto similar ao de uma argamassa de emboço. Para o caso do SCC a água deve ser adicionada em quantidade suficiente, de modo a possibilitar a máxima compactação e a ocorrência das reações de hidratação do cimento.

A conceituação do solo -cimento teve origem em Sallsburg no ano de 1917. A utilização do cimento como agente estabilizador de solos teve início nos EUA em 1916, quando foi empregado para solucionar problemas causados pelo tráfego de veículos de rodas não pneumáticas.

A primeira obra no Brasil em solo -cimento foi no ano de 1945, quando construída uma casa de bombas para abastecimento das obras do aeroporto de Santarém no Pará, com 42 m².

Desde então, o solo -cimento teve grande aceitação, passando a ser utilizado na construção e pavimentação de estradas de rodagem e vias urbanas, construção de aeroportos e acostamentos, revestimento de barragens de terra e canais de irrigação, fabricação de tijolos, pavimentação de pátios industriais e de áreas destinadas ao estacionamento de veículos, construção de silos aéreos e subterrâneos, construção de casas e pavimentação de estábulos, além de muitas outras aplicações (SEGANTINI, 2000).

Os tijolos e blocos de solo -cimento constituem uma das alternativas para a construção de alvenaria. Esses elementos, após pequeno período de cura, garantem resistência à compressão simples similar à dos tijolos e blocos cerâmicos, sendo a resistência tanto mais elevada quanto maior for a quantidade de cimento empregada; esta, no entanto, deve ser limitada a um teor ótimo que confira ao material curado a necessária qualidade, sem aumento do custo de fabricação.

Para a fabricação de tijolos e blocos de solo -cimento usa-se basicamente uma mistura constituída de solo, cimento e água, devidamente prensada. A prensagem é feita em moldes e a forma variada destes possibilita produzir diversos tipos de elementos. Os elementos fabricados são estocados em uma área para cura e mantidos úmidos, porém são saturados, por um período nunca inferior a 7 dias (ABCP, 1985).

O solo -cimento compactado em paredes monolíticas constitui uma das alternativas de construção habitacional. A parede de solo -cimento, executada conforme as recomendações, garante resistência à compressão simples e choques mecânicos da mesma ordem de grandeza que as de alvenaria convencional.

Tanto os tijolos e blocos quanto às paredes monolíticas de solo -cimento apresentam vantagens em relação ao sistema convencional como: podem ser produzidas com o próprio solo local e no canteiro de obras, reduzindo o custo de transporte; a regularidade das formas, a planeza e a lisura de suas faces requerem argamassa de assentamento e de revestimento de espessura mínima e uniforme, e até mesmo dispensa o uso de revestimento, desde que protegidos da ação direta da água, sendo, portanto, recomendáveis para paredes com elementos à vista; dispensa mão -de-obra especializada e além de ser um produto que não agride o meio ambiente, pois sua fabricação dispensa a queima (ABCP, 1985).

De acordo com SEGANTINI (2000), o solo -cimento é um material com potencial para ser usado em fundações diretas para obras de pequeno porte, desde que se observe alguns cuidados em locais com solos colapsíveis.

O emprego de solo-cimento como revestimento ou proteção do paramento de montante de uma barragem de terra, de um dique ou de um reservatório não implica em modificações nas condicionantes técnicas de projeto dessas estruturas. É pacífico, no entanto, que a impermeabilidade, a resistência aos esforços mecânicos, a coesão e a baixa erodibilidade do solo -cimento acrescentam significativa melhoria na estabilidade do terrapleno (ABCP, 1983).

3.2.3 Fatores que Influem nas Propriedades do Solo-Cimento

Como regra geral pode -se afirmar que as propriedades mecânicas dos solos melhoram com a adição de cimento e com o processo de compactação da mistura, porém alguns fatores influenciam nas propriedades do solo -cimento. Os fatores principais, segundo SILVEIRA (1966) são tipo de solo, teor de cimento, teor de água, compactação e mistura.

3.2.3.1 Tipo de Solo

O tipo de solo a ser estabilizado é o fator mais importante a ser considerado. Teoricamente, qualquer solo poderia ser estabilizado com cimento. Do ponto de vista prático, imposições de ordem econômica e vinculadas a trabalhabilidade, limitam a faixa de solos estabilizáveis, onde o teor de cimento é o fator condicionante. De um modo geral o custo de fabricação do solo -cimento aumenta com o teor de argila ou grau de argilosidade do solo (SILVEIRA, 1966).

O Highway Research Board mantém como especificação geral o seguinte: diâmetro máximo dos grãos de 3" (7,5 cm), porcentagem que passa na peneira 4 (4,76 mm) > 50%, porcentagem que passa na peneira 40 (0,42 mm) > 15%, porcentagem que passa na peneira 200 (0,074 mm) < 50%; limite liquidez < 40% e limite de plasticidade < 18%.

A Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) divide os solos em três tipos: os solos arenosos e pedregulhosos com cerca de 10 a 35% da fração siltosa mais argila e são considerados os mais favoráveis à estabilização com cimento; solos arenosos deficientes em finos, que são considerados tão bons quanto os anteriores, apenas havendo mais dificuldades quanto à compactação e acabamento e os solos silteosos e argilosos que apresentam dificuldades na pulverização.

O Quadro 2 apresenta um resumo dos principais critérios de seleção de solos para estabilização com cimento, segundo a granulometria dos mesmos.

Assim, os solos economicamente empregáveis na execução do solo -cimento seriam os que não exigissem elevados teores de cimento e que não tornasse as operações de

execução difíceis. Poder-se ia dizer que, em condições ideais, estaria o solo com 15% de silte mais argila, 20% de areia fina, 30% de areia grossa e 35% de pedregulho.

Segundo SEGANTINI (2000) a existência de grãos de areia grossa e pedregulhos é benéfica, pois são materiais inertes e tem apenas a função de enchimento e isso favorece a liberação de quantidades maiores de cimento para aglomerar os grãos menores.

Os solos devem apresentar um teor mínimo da fração fina, onde experiências tem demonstrado que quando os solos possuem um teor de silte mais argila inferior a 20%, não se consegue uma resistência inicial que propicie a sua compactação.

Outros fatores que influenciam nas propriedades do solo -cimento estão relacionados: ao teor de matéria orgânica, que deve ser limitado a 2% no máximo, pois sua presença proporciona redução na resistência do solo -cimento; e a presença de certos tipos de sais, principalmente os sulfatos, que são prejudiciais pelo fato de provocarem a recristalização nos poros da mistura, produzindo a desagregação do solo -cimento (SILVEIRA, 1966).

Autor	Teor de areia (%)	Teor de silte (%)	Teor de argila (%)	Teor de silte+argila (%)	Limite de Liquidez
CINVA (1963)	45 a 80	-	-	20 a 55	-
ICPA (1973)	60 a 80	10 a 20	5 a 10	-	-
MERRIL (1949)	> 50	-	-	-	-
MAC (1975)	40 a 70	<30	20 a 30	-	-
CEPED (1984)	45 a 90	-	<20	10 a 55	45 a 50

Figura 2 – Critérios para a seleção de solos quanto a granulometria, modificado de SEGANTINI (1994).

3.2.3.2 Teor de Cimento

Os teores usuais de cimento variam entre 5% e 15%, apesar de terem sido utilizados com sucesso misturas com 4% e em outros casos, devido a circunstâncias especiais, misturas com até 20 a 25% de cimento.

De acordo com o CEPED (1986, apud SEGANTINI, 1994), a quantidade de cimento a ser utilizada na dosagem deve ser feita em função das características do solo, do teor de umidade e da densidade a ser obtida no processo de compactação.

Os critérios para dosagem do solo -cimento tem em vista a sua aplicação como elemento de base para pavimentos rodoviários e aeroportuários (SEGANTINI, 2000). A quantidade de cimento a ser incorporado ao solo depende das características que se pretende do material resultante.

Na determinação do teor de cimento, os estudos são dirigidos no sentido de garantir a coesão quando o solo -cimento é solicitado, tanto pela ação do tráfego, como pelos esforços provenientes das variações de temperatura e de umidade, pois dois grãos de solo fortemente unidos pelo cimento, uma vez separados, não voltam mais a apresentar a mesma coesão.

A ABCP dispõe de uma Norma Geral e de uma Norma Simplificada de Dosagem. A Norma Geral de Dosagem procura determinar o teor de cimento capaz de garantir à mistura a permanência de suas características melhoradas.

A determinação do teor de cimento, segundo SILVEIRA (1966), pode ser feita através de ensaios de durabilidade ou de resistência à compressão simples de amostras moldadas em laboratório.

A dosagem é feita experimentalmente, onde diferentes teores de cimento são empregados nos ensaios, e a análise dos resultados indica o menor teor capaz de estabilizar o solo sob a forma de solo-cimento (ABCP, 1986).

A Norma Geral de Dosagem de Solo -cimento, segundo a ABCP pode ser resumida nas seguintes operações:

- a) identificação e classificação do solo;
- b) escolha do teor de cimento para o ensaio de compactação;
- c) execução do ensaio de compactação do solo-cimento;
- d) escolha dos teores de cimento para o ensaio de durabilidade;
- e) moldagem de corpos de prova para ensaio de durabilidade;
- f) execução do ensaio de durabilidade por molhagem e secagem;
- g) escolha do teor de cimento adequado em função dos resultados do ensaio.

A determinação da quantidade adequada de cimento fundamenta-se na análise do comportamento de corpos de prova com diferentes conteúdos de cimento.

Segundo a ABCP (1986), a melhor maneira de fixar os teores de cimento para os ensaios é a comparação do solo em estudo com outros já ensaiados, levando-se em consideração a granulometria, os índices de consistência, a origem geológica, a coloração, a região de coleta e a profundidade da amostra.

Segundo ABCP (1986) para solos com os quais não se tenha experiência antes, a Figura 3, elaborado pela Portland Cement Association (PCA), indica o teor a ser adotado no ensaio de compactação.

Classificação do solo segundo a AASHTO (M 145)	Teor de cimento em massa (%)
A1-a	5
A1-b	6
A2	7
A3	9
A4	10
A5	10
A6	12
A7	13

Figura 3 – Teor de cimento para o ensaio de compactação.

A ABCP (1986) apresenta, ainda, mais dois quadros, onde estabelece teor de cimento médio requerido por solos arenosos não orgânicos para o ensaio de durabilidade, sendo um para solos arenosos não orgânicos e o outro para solos siltosos e argilosos.

O tempo de duração dos ensaios, principalmente os de durabilidade que levam, segundo SEGANTINI (2000), 40 dias para apresentarem resultados, é a desvantagem que a Norma Geral de Dosagem apresenta. Portanto, a PCA, baseada na correlação estatística obtida nos resultados de ensaios de durabilidade e de resistência à compressão simples aos 7 dias com 2438 solos arenosos, apresentou um método simplificado para a dosagem de solo-cimento a qual pode ser resumida nas seguintes operações:

- ensaios preliminares dos solos;

- ensaio de compactação de solo-cimento;
- determinação da resistência à compressão simples aos sete dias; e
- comparação entre a resistência média obtida aos sete dias e a resistência admissível para o solo-cimento produzido com o solo em estudo.

Segundo a ABCP (1986), o fundamento desse método, comprovado pelos ensaios realizados, é a constatação de que um solo arenoso, com determinada granulometria e massa específica aparente seca máxima, irá requerer, de acordo com o critério da perda de massa no ensaio de durabilidade, o mesmo teor de cimento indicado por este ensaio, desde que alcance resistência à compressão, aos sete dias, superior a um determinado valor mínimo, estabelecido estatisticamente na série de ensaios de comparação realizada.

O procedimento, daí resultante, foi materializado em ábacos de fácil e direta utilização. O uso desse método restringe-se a solos que contenham no máximo 50% de partículas com diâmetro inferior a 0,05 mm (silte mais argila) e no máximo 20% de partículas com diâmetro equivalente inferior a 0,005 mm (argila) (SEGANTINI, 2000).

3.2.3.3 Teor de Umidade

A presença de água no solo-cimento é necessária para hidratar o cimento, melhorar a trabalhabilidade e facilitar a compactação. A quantidade de água presente na mistura tem efeito considerável sobre a resistência e peso específico (TESORIERE, apud FILHO, 1989).

A quantidade de água a ser adicionada à mistura de solo e cimento é a suficiente para lhe conferir uma densidade máxima e garantir a pega do cimento, ou seja, uma umidade ótima que é função, basicamente, do tipo de solo e do método de compactação.

3.2.3.4 Compactação

Segundo FREIRE (1976), o termo compactação do solo refere-se à prática de, artificialmente, aplicar sobre ele cargas dinâmicas, com a finalidade de aumentar a sua densidade e se conseguir maior resistência. O valor da densidade obtida pela compactação

é influenciado pelo teor de umidade do solo e pela sua natureza (granulometria e propriedades físicas), bem como pela energia de compactação empregada; em menor grau, depende, ainda, da temperatura do solo e da água.

Os ensaios de compactação consistem na moldagem de corpos de prova (CP), com a variação da quantidade de água para cada CP, para que possa ser construída uma curva (umidade x densidade), definindo, assim, os parâmetros “densidade aparente máxima” e a correspondente “umidade ótima” para aquela mistura.

A densidade aparente máxima é alta quando se situa na faixa de 2,0 a 2,32g/cm³, expresso em termos de peso seco em estufa, e, baixa, quando varia de 1,36 a 1,60g/cm³; um teor de umidade ótima baixo coincide com a densidade aparente máxima alta e está em torno de 8%, enquanto que um teor de umidade ótima alto coincide com a densidade aparente máxima baixa que está por volta de 20%.

A densidade aparente máxima de um solo dá informação da sua granulometria; a umidade ótima, sobre o teor de silte e argila; a forma da curva de compactação complementa com informações valiosas mostrando a influência da umidade sobre a capacidade de suporte do solo (PORTLAND CEMENT ASSOCIATION, apud FREIRE, 1976).

O solo -cimento trabalhado à umidade ótima correspondente à densidade máxima nem sempre produz material com máxima resistência. Este fato se deve a variação do tamanho das partículas constituintes do solo, apresentando assim maior ou menor superfície específica, onde uma mesma quantidade de água seria insuficiente ou excessiva para a hidratação do cimento (MATEOS et alii, apud FREIRE, 1976).

A mistura solo -cimento com solo argiloso é mais sensível à variação da umidade do que o executado com solo arenoso. Para se obter solo -cimento de alta qualidade FREIRE (1976) sugere que para solos argilosos e siltosos, a mistura de solo e cimento seja compactado a uma umidade de moldagem igual ou superior à ótima (1% a 2%), enquanto que, para solos arenosos, a umidade de moldagem deve ser igual ou levemente inferior à ótima.

3.2.3.5 Características da Mistura

A homogeneidade das características do solo -cimento em seu todo dependerá, em grande parte, de se assegurar uma boa mistura entre o solo e o cimento, bem como da água, posteriormente. É fácil entender que, quanto melhor a distribuição, tanto do cimento como da água, na massa de solo a ser estabilizado, tanto mais se evitará ou se atenuará a formação de bolsões mais fracos (quer por falta de cimento, quer por falta de pega).

Para se ter uma idéia da importância da mistura, basta mencionar que os resultados de campo raramente ultrapassam 85% dos resultados conseguidos em laboratório com os mesmos materiais e a mesma dosagem, apenas com a diferença de ser a mistura em laboratório bem mais eficiente que no campo.

3.2.4 Comportamento das Misturas Solo-Cimento

O solo -cimento é usado, normalmente, como base de estradas de rodagem, sendo dimensionado como pavimento flexível, garantindo, assim, vida útil de 15 a 20 anos, e é um material mais elástico que o concreto convencional, porém não tão resistente. Todavia, isso não impede que, quando dosado convenientemente, o solo -cimento produza uma base com resistência suficiente para atender às solicitações de um tráfego normal (FREIRE, apud SEGANTINI, 2000).

A durabilidade do solo -cimento é, antes de tudo, função da ligação estabelecida entre as partículas do solo pela hidratação do cimento, tendo ARMAM & SAIFAN (1967, apud SEGANTINI, 2000) verificado que esse fenômeno depende ainda da forma e tamanho das partículas, onde as de silte arredondadas e uniformes, originárias de depósitos fluviais, produzem um solo-cimento de pequena durabilidade e baixa resistência.

FREIRE (1976) acrescenta que, de acordo com JOHNSON (1962), canais revestidos com SCC apresentavam -se em boas condições de uso após quatro anos de sua execução e, do mesmo modo, canais revestidos com SCP mostravam -se quase em perfeitas condições, após oito anos de uso intensivo.

SEGANTINI (1994), utilizando um solo A4, realizou ensaios de compressão simples em corpos de prova de SCC e de SCP. Os ensaios seguiram, para os corpos de prova de SCC, as prescrições das normas brasileiras que tratam da moldagem de corpos de prova para esta finalidade.

Os resultados dos ensaios de compressão simples mostraram que o material apresenta resistência suficiente para ser aplicado em elementos de fundação, principalmente em estacas moldadas *in loco*, e que sua resistência não é comprometida com o tempo.

De acordo com LEVY & HELENE (1996, apud SEGANTINI, 2000), a cura é um conjunto de operações ou procedimentos adotados para se evitar a evaporação da água de amassamento e hidratação do cimento presente nas regiões superficiais do material. A cura, em condições adequadas, tem como objetivo: impedir a perda de água de hidratação do cimento; controlar a temperatura do material, até que se alcance o nível de resistência desejado; e suprir água extra para as reações de hidratação.

3.2.5 Solo-Cal

Como já citado anteriormente, a literatura refere-se à estabilização de solos com cal como uma prática milenar, havendo referências de que tenha sido utilizada pelos romanos para a construção de bases e sub-bases de pavimentos, juntamente com um material denominado pela área de materiais de construção civil como “pozolana”.

Apesar das facilidades deste método de estabilização, o mesmo não teve grande disseminação até a Segunda Guerra Mundial, quando então o Estados Unidos, passou a ser assunto de interesse de instituições de pesquisa do setor rodoviário, em particular no Estado do Texas, tomando grande impulso a partir de 1955.

Dentro do setor rodoviário, o assunto foi desenvolvido mediante pesquisas, não só com o auxílio das ciências tecnológicas, como também pelas diversas áreas de apoio, chegando-se internacionalmente, e em particular nos Estados Unidos, à definição de métodos de dimensionamento e de processos de execução de pavimentos com misturas solo-cal. Desde então, esta solução tem sido adotada em diversos países, mesmo naqueles de regiões tropicais.

A estabilização de solos com cal é caracterizada por se processar mediante a modificação das condições na superfície das partículas do solo, a alteração das condições do meio e as reações com o possível surgimento de compostos novos. Segundo LIMA (1981) e ALCÂNTARA (1995) os principais processos químicos atuantes durante o processo são:

- a) *Troca de Cátions e Floculação*: sabe-se que as partículas do solo são dotadas de cargas elétricas em suas superfícies, principalmente em decorrência de substituições isomórficas na estrutura dos argilominerais, ou quebras na estrutura com exposição de cargas. Geralmente, as cargas superficiais são negativas, em decorrência de substituições isomórficas, as quais são neutralizadas por íons como o Na^+ ou o K^+ , possíveis de serem substituídos por outros íons positivos, dentro de uma seletividade natural a partir de alguns princípios. Quando substituídos pelo íon Ca^{2+} ou Mg^{2+} , as partículas assumem uma condição favorável à floculação, havendo o fenômeno relação com a compressão da dupla camada difusa.
- b) *Carbonatação*: é conhecido no meio técnico como o ciclo da cal. A reação de carbonatação é o retorno da cal hidratada à condição de carbonato de cálcio, o qual ocorre com a presença de CO_2 . Cabe salientar que o tipo de cimento formado é fraco, razão pela qual o efeito da carbonatação não é desejável no processo.
- c) *Reações pozolânicas*: são compreendidas como aquelas que ocorrem entre os materiais inorgânicos e o hidróxido de cálcio Ca(OH)_2 , formando compostos insolúveis mesmo sob condições de imersão, análogos aos obtidos na hidratação de cimento Portland. O solo, em função de sua constituição mineralógica, tem um grau de pozolanicidade, conforme a variação de seus constituintes, sendo o termo “reação pozolânica” adotada para explicar as reações que possivelmente ocorrem entre o solo e cal, pela literatura tradicional.

3.2.6 Parâmetros que Influenciam na Estabilização Solo-cal

A eficiência da estabilização solo -cal depende essencialmente de alguns fatores, a saber:

- a) *A Classe de Solo:* considerando solos do Estado de Illinois, Estados Unidos, THOMPSON (1966) destaca alguns aspectos importantes na estabilização, dentre os quais podem ser citados:
 - os solos com argilominerais do grupo das montmorilonitas apresentam as maiores reatividades solo-cal;
 - os solos com pH acima de 7 apresentam boa reatividade solo -cal, enquanto que a presença de carbono orgânico é indício de possível ocorrência de retardo de reações;
 - os parâmetros de classificação dos solos (porcentagem de fração de argila, limite de liquidez, índice de plasticidade) não são indicativos da reatividade solo-cal;
 - todos os solos calcários se apresentam bem reativos à cal;
 - não está bem definida a correlação entre a capacidade de troca catiônica (CTC) do solo e a reatividade solo-cal.
- b) *Tipo e Teor de Cal:* segundo LIMA (1981) o tipo de cal não influencia grandemente no processo de estabilização de solos, enquanto outros relatam experiências que contrariam esta concepção. Quanto ao teor de cal, de modo geral, o ganho de resistência mecânica das misturas solo -cal é limitado por um teor do aditivo, sendo este teor dependente do tempo de cura, para cada tipo particular de solo.
- c) *Condições de Cura:* para LIMA (1981) e PINTO (1985) o ganho de resistência das misturas solo-cal é lento, resultantes de reações pozolânica. Estas podem ser influenciadas por aceleradores de reação, dentre os quais pode-se citar a temperatura.

3.2.7 Propriedades das Misturas Solo-Cal

Os solos tratados com cal podem sofrer alterações significativas nas suas propriedades, conforme a idade da mistura, sendo estas alterações percebidas no seu desempenho como material de construção. Os principais efeitos advindos do processo, cuja descrição pode ser encontrada em LIMA (1981), BAUER & CARVALHO (1990), PINTO & BOSCOV (1990), FERRAZ (1994), ALCÂNTARA (1995) e ALCÂNTARA & LOLLO (1999) são:

- a) *Modificações nas Condições de Compactação:* De modo geral, postula-se que a umidade ótima de compactação nas misturas solo-cal cresce, e a massa específica aparente seca resultante diminui, com relação às propriedades do solo em seu estado natural. Este efeito é crescente com teor de cal.
- b) *Modificações nos Limites de Atterberg:* Tem-se verificado que a adição de cal promove a diminuição do limite de liquidez de solos muito plásticos, e o concomitante aumento do limite de plasticidade, reduzindo então o índice de plasticidade dos solos.
- c) *Variações Volumétricas:* A cal promove diminuição significativa da expansão dos solos. Este efeito é crescente com o teor de cal até determinado teor, considerado como ótimo para esse fim.
- d) *Permeabilidade:* Em decorrência de uma possível flocculação e modificação da estrutura do solo para uma condição mais granular, devem ocorrer aumentos no volume de vazios do solo, favorecendo desta forma a permeabilidade. Porém deve-se levar em conta o tempo de cura, pois durante o processo, em razão da cimentação promovida, reduz o volume de vazios e, conseqüentemente, a permeabilidade.

3.3 PERMEABILIDADE DOS SOLOS

O conhecimento do comportamento do fluxo de água no interior dos solos é de suma importância para a correta avaliação, entre outras coisas, da influência deste fluxo no comportamento mecânico dos solos nas condições de infiltração do mesmo e no possível fluxo de contaminantes.

A seguir apresenta-se uma descrição sucinta deste comportamento baseada em pesquisa bibliográfica. Descrições mais detalhadas podem ser encontradas em FREEZE & CHERRY (1979); TODD (1980); HAMILL & BELL (1986); e ABRH (1991).

O solo possui uma fase sólida representada pelas partículas minerais e outra fluida composta por água e/ou ar. A fase fluida ocupa os vazios entre as partículas sólidas que compõem o esqueleto do solo.

Quando este fluido é a água, a mesma pode se apresentar basicamente de duas formas no solo dependendo das características texturais e mineralógicas do mesmo.

Nos solos grossos devido à menor intensidade das forças de superfície dos minerais a água fica livre entre as partículas sólidas, permanecendo em equilíbrio estático ou fluido, sob a ação da gravidade, isto quando da disponibilidade de uma carga hidráulica.

Já nos solos finos, a presença de argilominerais com forças de superfície de grande intensidade propicia a formação de uma camada de água adsorvida, que poderá estar sujeita a pressões muito altas, em função das forças de atração existente entre as partículas.

Próximo às partículas, essa água pode se encontrar solidificada, mesmo à temperatura ambiente, e, à medida que vai aumentando com a distância, a água tende a tornar-se menos viscosa, graças ao decréscimo de pressões.

Esses filmes de água adsorvida propiciam um vínculo entre as partículas, de forma que lhes confira uma resistência intrínseca chamada coesão verdadeira. O resto da água existente nesses solos se encontra livre, podendo fluir entre as partículas, quando existe um potencial hidráulico disponível.

A maior ou menor facilidade que as partículas de água encontram para fluir por entre os vazios do solo, constitui a propriedade chamada permeabilidade do solo.

3.3.1 Percolação de água nos solos

Uma massa de solo é formada por partículas de vários tamanhos, dispostas de uma forma tal que os vazios formados por elas são contínuos, permitindo que um fluido percole dos pontos de maior energia para os de menor energia. A permeabilidade pode ser definida como a propriedade do solo que permite que fluidos se movimentem através de seus vazios interligados.

A água percola no interior do solo através dos canais formados pela interligação dos vazios (fluxo laminar). Em termos macroscópicos o caminho de percolação (trajetória, linha de fluxo ou de percolação) é indicada pela reta AB, enquanto em termos microscópicos a trajetória é definida pelo segmento MN, indicando o canal formado pelos vazios do solo Figura 4. A retificação do caminho MN para AB é devida a dificuldades práticas.

A medida da permeabilidade de um solo é feita através do coeficiente de permeabilidade (k), introduzida por Darcy, e utilizando um fluxo unidirecional.

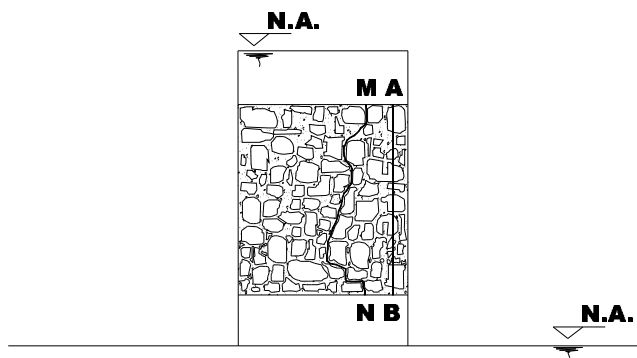


Figura 4 – caminho de percolação da água no solo.

3.3.2 Lei de Darcy

Uma solução exata da equação que governa o fluxo subterrâneo é virtualmente impossível de ser encontrada. A enorme complexidade apresentada pelos canais de escoamento torna inviável qualquer tentativa nesse sentido. Essa dificuldade é contornada pela adoção de valores médios nas variáveis hidráulicas e nas propriedades do meio poroso.

Das grandezas mais conhecidas, a pressão e a massa específica mantêm o mesmo significado dado na hidromecânica. O conceito de velocidade, entretanto, é diferente do tradicional, isto é, taxa de variação do deslocamento em relação ao tempo. Velocidade da água subterrânea ou velocidade Darcy é fluxo volumétrico definido pelo volume escoado por unidade de tempo.

A velocidade Darcy é um fluxo macroscópico, definido em um elemento representativo de área total. A Figura 5 mostra a água fluindo por um cilindro cheio de areia, onde a velocidade Darcy (q) pode ser estimada através da própria definição, isto é, volume de água recolhido por unidade de área e por unidade de tempo. Assim:

$$q = \frac{\Delta V_a}{A \Delta t} = \frac{Q}{A} \quad (1)$$

Outra velocidade, chamada velocidade de percolação (v) é definida como a descarga por unidade de área de vazios. Assim:

$$v = \frac{Q}{\phi A} = \frac{q}{\phi} \quad (2)$$

A velocidade de percolação representa a velocidade média dos elementos de fluido através dos vazios do meio poroso. Dependendo da natureza do problema estudado, a adoção de uma ou outra velocidade poderá alterar substancialmente o valor dos resultados.

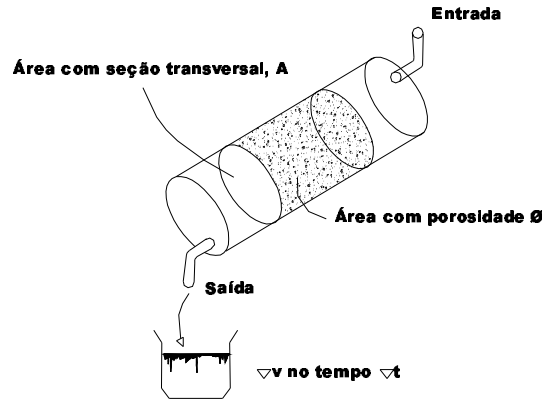


Figura 5 – modelo básico da Lei de Darcy.

Um volume elementar de água subterrânea está submetido a forças devidas a pressão e a gravidade. Estas duas forças são chamadas de ativas porque são responsáveis pelo movimento da água subterrânea. Também existem forças resistivas desenvolvidas quando a água está em movimento.

A água escoar a uma taxa constante pelo elemento mostrado na Figura 6. Tomando-se uma linha de fluxo na qual está sendo analisado o balanço de forças na direção l , tem-se que:

$$p\phi dA - \left(p + \frac{dp}{dl} dl\right)\phi dA = (\rho g \phi dA dl) \sin \delta + F \quad (3)$$

Após simplificações e reconhecendo que $\sin \delta = dz/dl$, segue-se que:

$$\frac{F}{\phi dA dl} = - \left(\frac{dp}{dl} + \rho g \frac{dz}{dl} \right) \quad (4)$$

O lado esquerdo da equação acima é a força resistiva por unidade de volume de fluido; dp/dl é a componente na direção l da força por unidade de volume de fluido devida a pressão; $\rho g dz/dl$ é a componente na direção l da força por unidade de volume de fluido devida a gravidade. A força F é proporcional à velocidade Darcy quando o escoamento é viscoso.

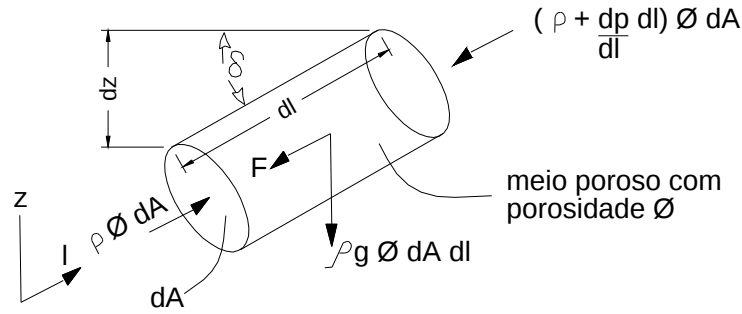


Figura 6 – escoamento da água num elemento de solo.

Um melhor entendimento dos fatores que controlam o atrito, quando as forças resistivas predominam sobre as forças ativas, pode ser encontrado através da análise de três casos simples:

Num escoamento em tubo capilar de raio R . A relação entre as forças ativas e a velocidade média v é a seguinte:

$$\frac{8\mu v}{R^2} = \frac{F}{\phi d A dl} \quad (5)$$

Onde μ é a viscosidade dinâmica do fluido e l a coordenada medida ao longo do tubo.

Num escoamento de uma película fina de espessura d sobre uma superfície a velocidade média v está relacionada com as forças ativas da seguinte maneira:

$$\frac{3\mu v}{R^2} = \frac{F}{\phi d A dl} \quad (6)$$

Num escoamento entre duas placas paralelas separadas por uma distância b a relação entre forças ativas e a velocidade média v é:

$$\frac{12\mu v}{R^2} = \frac{F}{\phi d A dl} \quad (7)$$

Relacionando as equações (5) e (7) e usando a equação (4), chega-se a seguinte equação:

$$\frac{F}{\phi d A dl} = \frac{C \mu q}{d^2} = - \left(\frac{dp}{dl} + \rho g \frac{dz}{dl} \right) \quad (8)$$

Onde C é uma adimensional dependente da forma dos canais de escoamento, d é uma dimensão característica de domínio do fluxo e v é a velocidade média de escoamento (velocidade Darcy).

Na realidade, o escoamento de um elemento de fluido em um meio poroso é extremamente tortuoso, razão pela qual o comprimento percorrido por esse elemento de fluido é muitas vezes maior do que a distância macroscópica entre dois pontos. Portanto, os efeitos da tortuosidade no movimento de um elemento de fluido estão incluídos nos parâmetros d e C .

Fazendo $C/d^2 = k$ e chamado k de permeabilidade intrínseca do meio poroso (tem a dimensão de área L^2), e resolvendo a equação pela velocidade q , tem-se:

$$q = - \frac{k}{\mu} \left(\frac{dp}{dl} + \rho g \frac{dz}{dl} \right) \quad (9)$$

A equação (9) aplica-se a fluidos com massa específica variável ou constante e a meio porosos com permeabilidade intrínseca também variável ou constante e a meios

porosos com permeabilidade intrínseca também variável ou constante. Para aplicações em hidrogeologia, a massa específica pode ser considerada constante. Assim, a equação (9) pode ser simplificada:

$$q = - \frac{k \rho g}{\mu} \frac{d}{dl} \left(\frac{p}{\rho g} + z \right)$$

Onde a quantidade entre parênteses é a altura piezométrica h , assim:

$$h = \frac{p}{\rho g} + z \quad (11)$$

O coeficiente que multiplica a força ativa é chamado *condutividade hidráulica* K :

$$K = \frac{k\rho g}{\mu} \quad (12)$$

A condutividade hidráulica é um parâmetro hidrogeológico, com dimensão L/T, que combina as propriedades do fluido e as propriedades do meio.

Quando a massa específica da água é considerada constante, a altura piezométrica é a força potencial, com o significado físico de energia por unidade de peso de fluido. Substituindo as equações (11) e (12) na equação (10), surge uma equação simplificada da lei de Darcy:

$$q = -K \frac{dh}{dl} \quad (13)$$

onde: dh/dl é o gradiente hidráulico e q , velocidade de percolação do fluido é Q/A , sendo Q a vazão e A área da seção perpendicular ao sentido do fluxo.

3.3.3 Fatores que afetam a permeabilidade dos solos

Para facilitar o entendimento de sua influência, os fatores que afetam a permeabilidade dos solos podem ser divididos em dois grupos: (1) fatores relativos ao fluido de percolação; e (2) fatores relativos ao solo.

3.3.3.1 Relativos ao fluido de percolação

Neste caso os fatores mais importantes são a massa específica e a viscosidade do fluido. Já que estes parâmetros são dependentes da temperatura, o mais comum é representar o coeficiente de permeabilidade dos solos a uma temperatura padrão (a temperatura adotada é 20 °C) e os valores de massa específica e viscosidade do fluido (comumente a água) são corrigidos para esta temperatura.

3.3.3.2 Relativos ao solo

Dentre os fatores relativos ao solo os mais importantes são: (1) textura (relacionada a granulometria da fase sólida e de grande influência principalmente em solos grossos), (2) índice de vazios (diretamente proporcional à permeabilidade); (3) estrutura (quanto mais floclada mais favorece a percolação); mineralogia (a presença de argilominerais reduz a permeabilidade devido à sua capacidade de fixação da água); e grau de saturação (o aumento do grau de saturação condiciona aumento da permeabilidade já que com a saturação há expulsão de ar dos vazios possibilitando o aumento da percolação).

3.3.4 Obtenção do coeficiente de permeabilidade

O coeficiente de permeabilidade pode ser determinado de diversas formas, podendo essas técnicas serem divididas em três categorias: métodos diretos, métodos indiretos e métodos de campo.

3.3.4.1 Métodos Diretos

Por se tratarem de métodos que permitem uma determinação mais precisa do parâmetro estes métodos são os mais utilizados (principalmente aqueles que lançam mão de equipamentos denominados permeâmetros). Neste caso são usados dispositivos e técnicas de ensaio em laboratório que permitem a leitura direta da permeabilidade do solo.

a. Permeâmetro de Carga Constante

Muito empregada para materiais granulares como areias e pedregulhos e solos de textura mais grosseira esta técnica de ensaio consiste em fazer circular água por um corpo de prova devidamente preparado e medir o volume de água percolada por intervalo de tempo.

Como a circulação da água é rápida, já que o material apresenta alta permeabilidade, a evaporação do água coletada por meio do recipiente na saída do corpo de prova pode ser considerada desprezível. Uma representação deste esquema experimental pode ser observada na Figura 7.

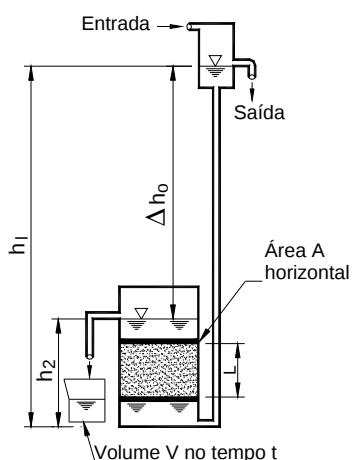


Figura 7 – permeômetro de carga constante.

Neste caso o coeficiente de permeabilidade pode ser obtido por:

$$k = \frac{VL}{HA t} \quad (14)$$

b. Permeômetro de Carga Variável

Este ensaio tem aplicação mais ampla que o anterior podendo ser utilizado para solos finos uma vez que na técnica de medição de fluxo de água pelo corpo de prova o volume circulado é medido em circuito fechado sem a possibilidade de evaporação, fato fundamental por se tratar de material de baixa permeabilidade para o qual o ensaio costuma ser bastante demorado (Figura 8).

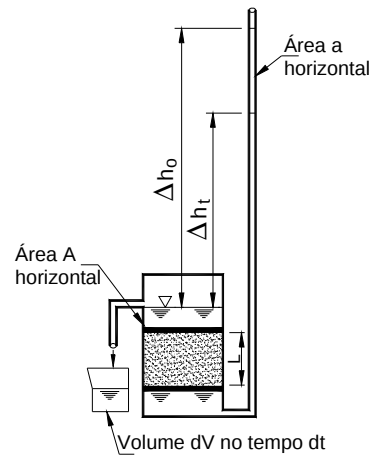


Figura 8 – permeômetro de carga variável.

A solução da equação do fluxo para esta condição é:

$$k = \frac{aL}{A\Delta t} \log(h_f - h_i) \quad (15)$$

c. Em Ensaio de Adensamento

A técnica basicamente consiste em se acoplar à câmara do ensaio um tubo similar ao utilizada no ensaio de carga variável e efetuar a medida do volume de água por intervalo de tempo a cada etapa de carregamento do ensaio, possibilitando a caracterização da variação do coeficiente de permeabilidade para diferentes níveis de tensão aplicados ao solo. O ensaio é calculado como num ensaio a carga variável.

d. Em Ensaio Triaxial

Também neste caso acopla -se um tubo à câmara do equipamento (após a aplicação da tensão confinante na câmara) e efetuam -se leituras de altura de água no tubo

calculando-se o coeficiente de permeabilidade através da fórmula do ensaio de carga variável.

A vantagem da técnica é a obtenção do coeficiente de permeabilidade em diferentes estados de tensão (estados duplos neste caso) sendo possível ainda avaliar o efeito do confinamento do solo no parâmetro permeabilidade. O ensaio pode ainda ser realizado com carga constante impondo-se uma velocidade de fluxo de água constante.

3.3.4.2 Métodos Indiretos

Neste caso são utilizadas fórmulas de correlação com ensaios de campo ou variáveis que descrevem o estado do solo (textura e estrutura) e sua relação com a circulação de fluidos. Apesar de poderem apresentar grandes imprecisões essas técnicas apresentam a vantagem de proporcionarem resultados de forma bastante rápida.

A mais comum destas técnicas é a fórmula de Hazen que relaciona k com o diâmetro efetivo, que representa a fração fina do solo em termos do diâmetro equivalente que corresponde a 10% do solo retido, e é dada por:

$$K = C.D_e^2 \quad (16)$$

onde C é uma constante que varia de 40 a 120 (normalmente 100)

3.3.4.2 Métodos de Campo

A principal vantagem dos ensaios de campo é a possibilidade de ensaiar uma parcela mais representativa do maciço, porém seu custo às vezes torna a aplicação destes ensaios mais restrita.

a. Ensaios em Furos de Sondagem

Também chamado ensaio de infiltração em cavas cilíndricas este grupo de ensaios pode ser executado de três diferentes formas segundo a técnica de circulação da água no furo e as características do maciço (rebaixamento, recuperação e bombeamento).

O ensaio de bombeamento é mais apropriado a maciços com descontinuidades, pois possibilita a avaliação de um volume mais amplo de material, o de rebaixamento apresenta uma situação mais uniforme em materiais mais homogêneos na porção insaturada do perfil, pois a possibilidade de maiores tempos de infiltração tende a regularizar as vazões e proporcionar melhores resultados, enquanto o ensaio de recuperação tem melhor aplicação na região saturada do perfil quando se pretende avaliar as condições de circulação de água em regime mais constante

b. Ensaios em Cava

Para a determinação da permeabilidade “in situ” das camadas mais superficiais do perfil do solo pode-se lançar mão do ensaio em cava, no qual se preenche uma cava de seção vertical trapezoidal, previamente escavada, com água e registra-se o tempo necessário para a infiltração de determinada seção desta cava.

Maiores informações acerca das duas técnicas de campo citadas acima podem ser encontradas em www.abge.com.br

4 METODOLOGIA

O completo desenvolvimento do trabalho apresentado englobou a execução das seguintes etapas: revisão bibliográfica; caracterização do solo utilizado; preparação dos corpos de prova para ensaio; simulação das condições naturais de exposição dos corpos de prova e ensaios; tratamento dos dados levantados; e elaboração de um conjunto de critérios para aplicação da técnica.

A revisão bibliográfica envolveu a pesquisa sobre os processos de estabilização química de solos, com especial ênfase em misturas solo -cimento e solo -cal e suas propriedades e levantamentos bibliográficos sobre técnicas de produção e análise de desempenho hidráulico de *liners* compostos.

4.1 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

Este conjunto de atividades correspondeu à realização de ensaios de caracterização do solo como informações fundamentais para o conhecimento de suas características e parâmetros, envolvendo informações sobre sua composição, textura, índices físicos e condições de compactação.

O solo escolhido para estudo costuma ser caracterizado como Latossolo Vermelho Escuro, tendo se desenvolvido sobre substrato da Formação Santo Anastácio (a qual na área é composta por arenitos arcoseanos finos a médios com lentes conglomeráticas de espessuras variadas). Tal solo foi descrito por IPT (1988) e IAC (1994) como Latossolo Vermelho Escuro, eutrófico a moderado, textura média, e designado (IAC, 1994) Unidade Estrela.

Segundo ALCÂNTARA & LIMA (1997) e ALCÂNTARA & LOLLO (1999), a composição mineralógica principal do solo usado pode ser assim descrita: cerca de 70% de quartzo, representando predominantemente a fração areia, e 14% de hematita, 10% de gibbsita, e 5% de caulinita, na fração argila.

A primeira atividade visando a caracterização do solo a ser utilizado foi a coleta de amostras de volume conhecido (através da cravação de cilindro cortante) para a obtenção dos índices físicos de tal solo no local de amostragem.

Essa atividade foi seguida da determinação da massa específica dos sólidos do solo (MB-28). Foram ainda determinados os limites de consistência de tal solo segundo as normas MB-30 e MB-31.

A etapa seguinte englobou a caracterização das condições de compactação do solo, considerando-se as energias de compactação proctor normal e proctor modificado (norma MB-33).

4.2 PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA

Essa fase do trabalho envolveu a realização de ensaios visando caracterizar as melhores condições de compactação dos corpos de prova. Para tanto, foram realizados ensaios de compactação nas energias proctor normal e proctor modificado objetivando a determinação da umidade ótima para compactação e os teores mais convenientes de estabilizante a serem usados.

A determinação dessas condições considerou cada um dos diferentes teores de estabilizante a serem testados (3%, 7% e 10% em massa para cimento, e 4%, 8% e 12% de cal em massa).

Definidos esses critérios básicos, procedeu-se a preparação dos corpos de prova, considerando as seguintes possibilidades: (a) sem estabilizante (amostras de controle) e (b) com estabilizante (cal ou cimento).

Os corpos de prova, preparados sem a adição de estabilizante, são usados como “amostras de controle” uma vez que representavam as condições hidráulicas das camadas compactadas com o solo adotado sem qualquer aditivo.

O uso de dois graus de compactação foi proposto como forma de se avaliar a influência da energia de compactação no processo estudado. Para tanto, foram utilizadas as duas energias de compactação extremas do ensaio proctor (normal e modificada).

A energia intermediária foi descartada para que o número de fatores experimentais envolvidos não seja muito alto, o que poderia representar um número muito

grande de corpos de prova a serem moldados. A relação entre o número de fatores experimentais envolvidos e o número de corpos de prova é tratada no item 4.4 (tratamento dos dados).

A simulação das condições de exposição dos materiais considerou duas situações previstas para o uso das misturas compactadas como dispositivos selantes em obras. Considerações mais detalhadas são tratadas no tópico 4.3 (simulação das condições naturais e ensaios) envolvendo não só as condições de exposição como o efeito de sua ação com o tempo.

Considerando o princípio de aproveitamento de materiais comuns disponíveis na região, foi utilizado o solo laterítico arenoso fino comum na cidade de Ilha Solteira, o qual costuma ser denominado “sedimento cenozóico”, e que apresenta como principais características sua textura tipicamente arenosa, ausência de argilominerais ativos, estrutura altamente porosa e valores de condutividade hidráulica relativamente altos (da ordem de 10^{-3} a 10^{-4} cm/s) quando em seu estado natural.

Considerando que o solo em questão é tipicamente um Latossolo, com espesso horizonte B e que tal horizonte, além de espesso, reúne as condições típicas da maioria dos solos similares presentes na região a escolha do horizonte para amostragem do solo recaiu sobre o horizonte B. É importante destacar ainda a larga distribuição espacial destes solos (latossolos) em todo o território nacional.

O local de amostragem escolhido foi uma área de empréstimo de propriedade da Prefeitura Municipal de Ilha Solteira. O solo presente em tal local apresenta como principais características a grande espessura de horizonte B exposto em corte (até 9m em alguns pontos) e uniformidade textural do horizonte de solo amostrado.

A escolha de tal solo se justifica não só devido à sua presença na localidade onde o projeto será desenvolvido, mas principalmente em função da distribuição geográfica expressiva no Estado de São Paulo, de solos com características bastante similares, podendo os resultados do estudo ser facilmente aplicados em outros locais.

Os corpos de prova foram compactados na energia proctor normal, no cilindro padronizado de ensaio, proporcionando corpos com 10cm de diâmetro e 12,5cm de altura.

4.3 CONDIÇÕES DE EXPOSIÇÃO E ENSAIOS

Essa etapa compreende o armazenamento dos corpos de prova segundo condições que pretendem simular as condições ambientais sob as quais as camadas possam vir desempenhar sua tarefa na prática.

Uma parcela desses corpos de prova foi armazenada na condição semi - imersa (apenas parte do corpo de prova imerso em água) para simular a condição de início de saturação do material numa possível aplicação como base de aterro sanitário (logo após sua construção e início da deposição dos resíduos sobre o mesmo).

Outra parcela foi sujeita à condição imersa (corpos de prova totalmente envoltos por água) tentando -se simular a situação na qual a camada esteja toda saturada. Tais situações são ilustradas nas Figuras 9 e 10, apresentadas a seguir.

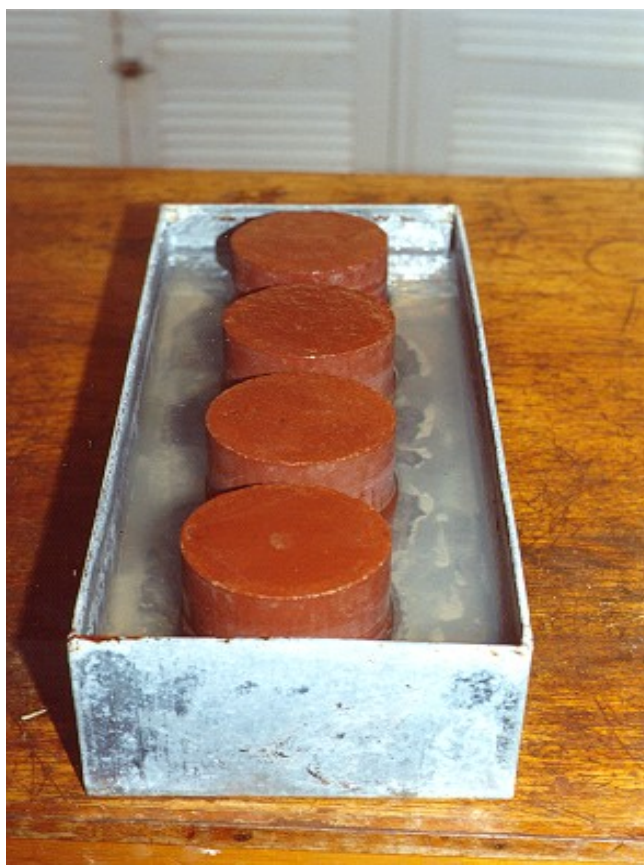


Figura 9 – Corpos de prova na condição semi-imersa.



Figura 10 – Corpos de prova na condição imersa.

As bandejas utilizadas para a simulação das condições de exposição foram então isoladas do meio circundante com cobertura plástica e mantidas em câmara úmida até o momento de realização dos ensaios (Figura 11).

O objetivo, ao se simular estas condições “ambientais” às quais os materiais estarão sujeitos, foi tentar verificar se o contato constante da barreira com uma substância fluida não poderia, com o tempo, alterar as condições de estabilização e prejudicar o desempenho esperado para o *liner*.

Vale destacar que uma das condições normalmente avaliadas em estudos de comportamento mecânico de misturas de solo estabilizado (condição seca – ausência de contato entre a mistura e o fluido) não será aqui tratada, uma vez que se considera que no uso destes materiais com barreiras, essa condição não deve ocorrer na prática.



Figura 11 – Corpos de prova na câmara úmida.

Com o objetivo de avaliar o efeito do contato dos corpos de prova com a água em função do tempo, foram considerados três intervalos de tempo de exposição (120, 180, e 240 dias) anteriormente à realização dos ensaios para determinação de sua condutividade hidráulica.

4.3.1 Ensaios à carga variável

Após a compactação e a simulação das condições de exposição, os corpos de prova estão sendo ensaiados, visando à determinação de sua permeabilidade em ensaios de permeabilidade à carga variável.

Tendo em vista a grande quantidade de ensaios a serem realizados, em função do número de fatores considerados (como se poderá verificar no tópico seguinte) fez necessária a construção de um conjunto de oito permeâmetros e de um painel de ensaios de permeabilidade exclusivamente para atender o presente trabalho.

Tais equipamentos foram construídos no Laboratório de Engenharia Civil com materiais alternativos, principalmente tubos e chapas de PVC e acrílico. Nas Figuras 12 e 13 são ilustrados os equipamentos em questão.

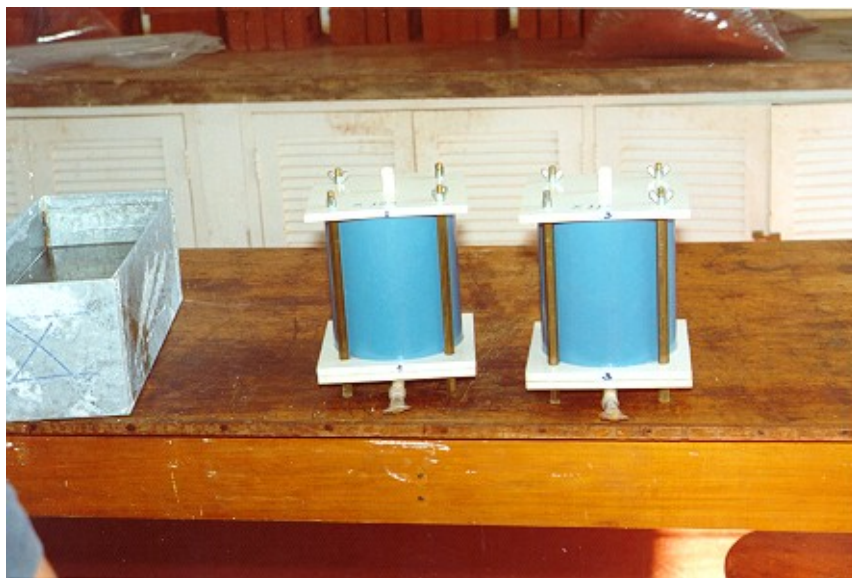


Figura 12 – Permeômetros.



Figura 13 – Pannel de ensaio.

Os ensaios de permeabilidade foram conduzidos utilizando os corpos de prova obtidos dos ensaios de compactação. A seqüência de montagem e execução do ensaio pode ser observada nas Figuras 14a a 14d.



Figura 14a – Início da montagem.



Figura 14b – Final da montagem.

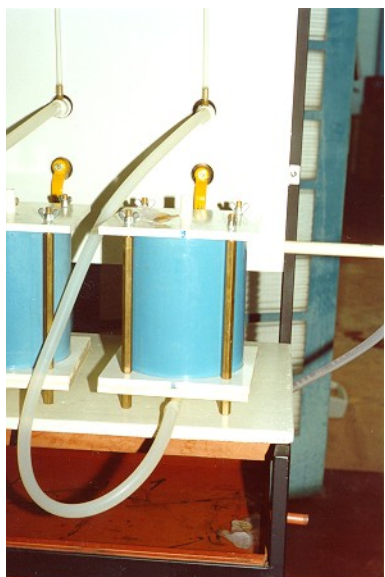


Figura 14c – Fase de saturação.

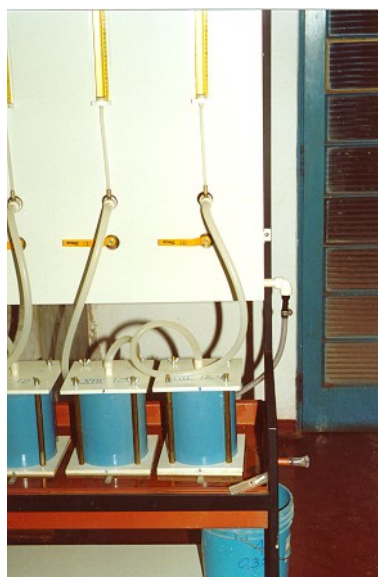


Figura 14d – Fase de leitura.

Figura 14 – Montagem e realização dos ensaios de permeabilidade.

Apesar da proposta inicial ter por objetivo apenas avaliar a permeabilidade das misturas estudadas quanto à percolação com água (passo inicial para avaliação de uso), quando da realização do exame de qualificação a banca sugeriu que fossem efetuados testes

visando uma avaliação preliminar do comportamento destes materiais quando em contato com os fluidos reais aos quais seriam submetidos (chorume e água residuária).

4.3.2 Ensaios em área plena

Tal preocupação era compreensível já que não se tinha qualquer informação sobre o desempenho com o tempo de misturas solo/cal e solo/cimento se percoladas por estes fluidos, havendo dúvidas quanto às mesmas manterem suas propriedades originais.

Como, na literatura sobre o assunto, tem -se informações sobre o expressivo efeito de colmatção provocado pelo chorume no solo compactado, tal fluido foi imediatamente descartado pois os resultados de um teste com percolação com chorume poderiam proporcionar resultados com forte redução de permeabilidade com o tempo cujo mecanismo seria de difícil interpretação, ou seja, seria impossível afirmar se a redução da permeabilidade seria provocada pelo efeito de colmatção ou pela manutenção das propriedades da mistura compactada.

Assim, foram feitos testes utilizando seis corpos de prova de dimensões miniatura (5cm de diâmetro por 5cm de altura) compactados na energia normal, de forma a apresentarem as mesmas condições daqueles ensaiados nos permeâmetros.

Uma parcela de tais corpos de prova foi compactada com 7% de cimento em massa a outra metade com 8% de cal. Tais teores foram adotados porque os ensaios de permeabilidade anteriores indicavam que estes teores proporcionavam a redução de permeabilidade necessária sem excessivo consumo de aditivo, já que os teores 10% de cimento e 12% de cal, não apresentavam benefício adicional significativo na redução da permeabilidade.

Objetivando avaliar o desempenho destes materiais se sujeitos à percolação de água residuária em diferentes situações, foram utilizadas amostras de água residuária em duas situações diferentes, no início do tratamento (esgoto afluente) e no final do mesmo (esgoto efluente).

O sistema de tratamento de esgoto de Ilha Solteira é composto por duas lagoas facultativas em paralelo, cada uma delas com 4,5ha de área, sendo que anteriormente

à entrada a água residuária sofre gradeamento e passa por caixa de areia como forma de reduzir a percentagem de material particulado.

Os corpos de prova foram divididos em três pares (cada um deles composto por um CP com cimento e outro com cal), sendo cada par submetido à percolação de um fluido diferente (um par com água, um com água residuária de entrada da lagoa e outro com água de saída).

O objetivo, ao se lançar mão de amostras compactadas de menores dimensões (miniatura) foi acelerar o processo de saturação possibilitando o maior tempo de contato possível entre os corpos de prova e os fluidos.

Como não se dispunha de permeâmetro s apropriados para ensaiar corpos de prova com dimensões miniatura, foram montados dispositivos de ensaio para realização dos ensaios de permeabilidade com área plena, de forma a ensaiar os materiais dentro dos próprios cilindros nos quais os mesmos eram compactados. As Figuras 15a e 15b ilustram estes dispositivos.



Figura 15a – Cilindro de compactação.



Figura 15b – Ensaio montado.

Figura 15 – Ensaio de permeabilidade com área plena - dispositivos desenvolvidos.

Uma vez compactados os corpos de prova, os cilindros eram então acoplados ao dispositivo de ensaio e iniciava-se a fase de saturação dos corpos de prova (tal fase teve início em 26/09/01).

Quando os corpos de prova começaram a apresentar saída de fluido na base do dispositivo, indicando sua saturação, foi iniciado o período de leitura dos ensaios (em 12/11/01) e, a partir deste momento procedeu-se os cálculos segundo metodologia de ensaio de permeabilidade à carga variável, sendo feitas leituras até 06/03/02. As Figuras 16a e 16b ilustram os ensaios de permeabilidade com área plena.



Figura 16a – ensaios montados.



Figura 16b – leituras durante os ensaios.

Figura 16 – Ensaio de permeabilidade com área plena - realização.

4.4 TRATAMENTO DE DADOS

As condições experimentais previstas consideram, como resultado final, a condutividade hidráulica, porém a análise de comportamento está relacionada a quatro outros fatores, sendo que cada um deles apresenta diferentes variabilidades (dois tipos de estabilizante, duas energias de compactação, duas condições de exposição e três tempos de exposição).

O tipo de planejamento estatístico que atende à situação em questão é um planejamento fatorial $2 \times 2 \times 2 \times 3$, envolvendo 18 (dezoito) possíveis combinações de fatores, caso se considerem todas as interações de ordem alta (até a terceira e quarta ordens), criando uma condição experimental com 17 (dezessete) graus de liberdade.

É claro que, sob tais condições, o número de repetições experimentais necessárias seria muito alto o que indica que, para que se tenha um planejamento experimental passível de uma análise eficiente, devem ser consideradas no máximo as interações até a segunda ordem, o que proporcionaria até cinco graus de liberdade. Nesse caso, a análise seria viável e eficiente com três repetições para cada amostra.

As interações de segunda ordem consideradas serão: (1) estabilizante x energia de compactação (2) estabilizante x condição de exposição; (3) estabilizante x tempo de exposição; (4) energia de compactação x condição de exposição; (5) energia de compactação x tempo de exposição; (6) condição de exposição x tempo de exposição.

A resposta em cada ensaio será a condutividade hidráulica da mistura compactada e o planejamento experimental utilizado será do tipo fatorial $2 \times 2 \times 2 \times 3$ com quatro repetições para cada situação, e a análise de significância será efetuada utilizando-se teste de Tukey, avaliando-se o efeito de cada fator separadamente e as interações de segunda ordem.

O tratamento de planejamentos fatoriais pode ser entendido basicamente como uma avaliação de medidas de tendência central (principalmente médias) e do grau de significância necessário para que determinada diferença entre tratamentos seja alcançada.

No caso específico em questão o nível de significância máximo permitido foi de 5% o que equivale a um intervalo de confiança de 95%.

4.5 ROTINA DE APLICAÇÃO DA TÉCNICA

Na proposta original estava prevista a elaboração de uma rotina para aplicação da técnica, que pudesse ser aplicada a situações de obra utilizando-se solos com condições similares.

Como os resultados em questão mostraram-se, como se poderá verificar, de fato consistentes, é proposto esta seqüência de procedimentos/recomendações de forma a que

outros profissionais que se interessem pela técnica tenham acesso aos requisitos mínimos para tal aplicação.

O conjunto de sugestões e recomendações de procedimentos engloba consideração os seguintes fatores: (1) a avaliação das condições do solo a ser utilizado, (2) as condições de compactação mais adequadas, e (3) o comportamento esperado da camada compactada obtida.

Cada um dos itens deve contemplar os seguintes tipos de informação: (1) requisitos mínimos (em termos de composição e textura) que solos similares devam apresentar para que possam ser usados para a mesma finalidade; (2) avaliação quanto à energia de compactação mais adequada e os procedimentos de campo para construção da barreira consideradas as condições do material de empréstimo disponível; (3) o conjunto mínimo de ensaios para garantir um bom desempenho de *liners* construídos com a mesma técnica usando solos que possuam os requisitos descritos no item (1).

5 RESULTADOS OBTIDOS

5.1 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

Os resultados dos ensaios de caracterização do solos estudado são apresentados na Figura 17.

ρ (g/cm ³)	W (%)	ρ_d (g/cm ³)	ρ_s (g/cm ³)	e	Sr (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
1,69	12,98	1,50	2,72	0,81	43,58	26	17	9

Figura 17 – Índices físicos e limites de consistência do solo utilizado.

ρ - massa específica do solo; ρ_d – massa específica aparente seca;

ρ_s – massa específica dos sólidos, w – teor de umidade;

e – índice de vazios; Sr – grau de saturação; LL – limite de liquidez;

LP – limite de plasticidade; IP – índice de plasticidade.

A caracterização textural de tal solo, definida a partir de ensaios de granulometria conjunta (MB-32), mostra forte predominância da fração areia (11% de areia média e 51% de fração areia fina) e secundariamente fração argila (24%), caracterizando o mesmo como areia fina argilosa. Na Figura 18 tem-se a representação da curva granulométrica de tal solo.

Os ensaios de compactação, realizados segundo a norma MB-33, forneceram as curvas de compactação representadas nas Figuras 19 e 20, e os valores de massa específica aparente seca máxima (ρ_{dmax}) e umidade ótima (W_{ot}) mostrados na Figura 21.

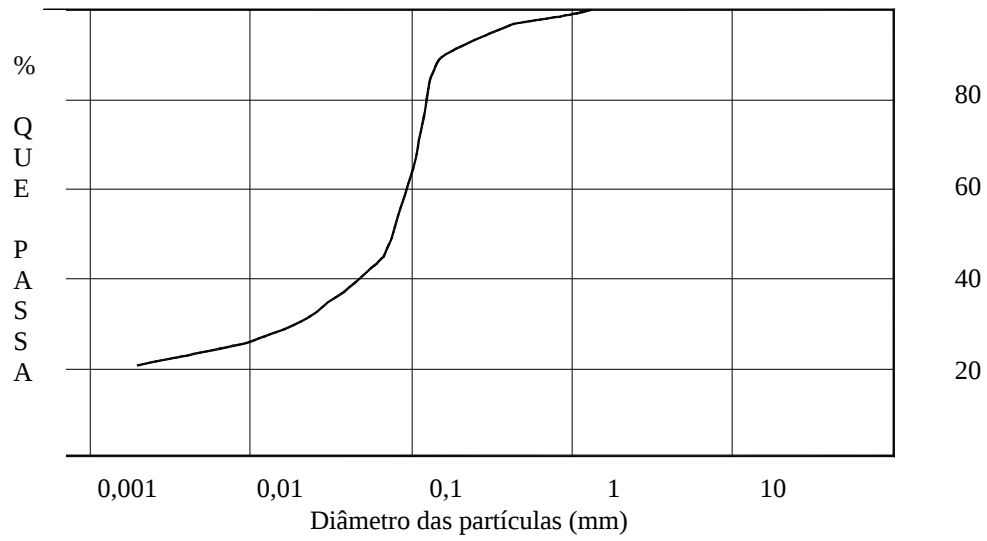


Figura 18 – Curva granulométrica do solo utilizado.

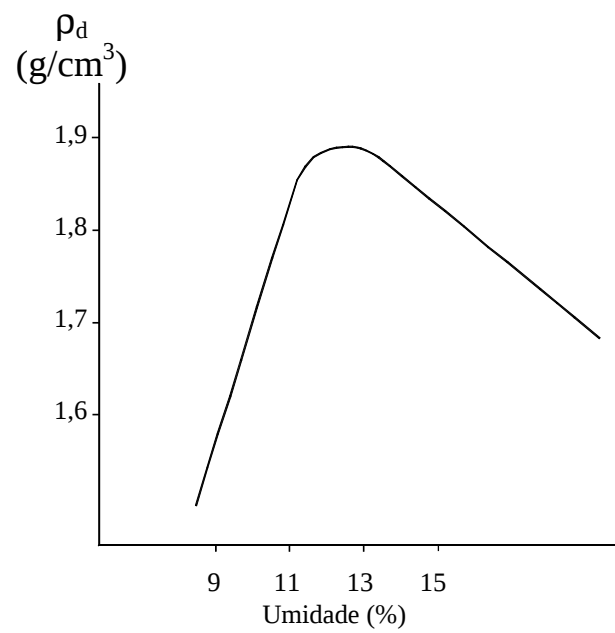


Figura 19 – Curva de compactação proctor normal do solo utilizado.

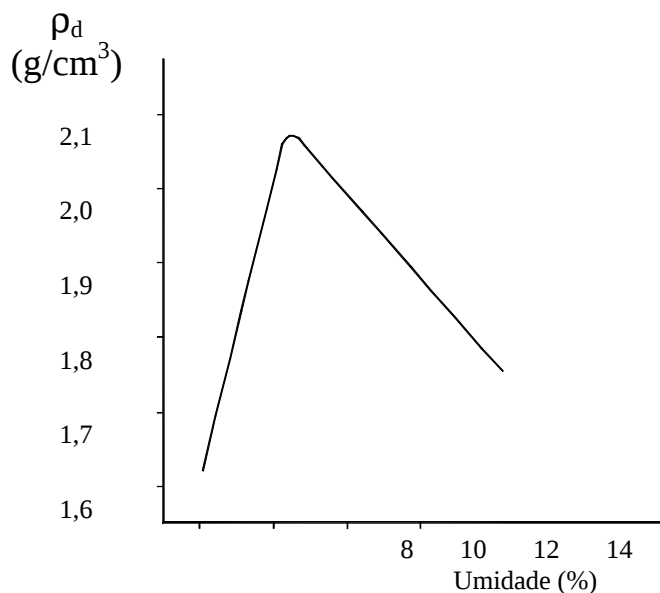


Figura 20 – Curva de compactação proctor modificado do solo utilizado.

Ensaio Proctor Normal		Ensaio Proctor Modificado	
W_{ot} (%)	ρ_{dmax} (g/cm³)	W_{ot} (%)	ρ_{dmax} (g/cm³)
12,5	1,89	10,5	2,07

Figura 21 – Resultados dos ensaios de compactação com o solo utilizado.

Os resultados mostraram que o benefício adicional proveniente da adoção da energia de compactação do ensaio proctor modificado (em termos de massa específica aparente seca máxima) é pouco importante para que o efeito da energia de compactação seja considerado fator fundamental na experimentação considerada.

Além disso, o projeto proposto considera que as condições de compactação conseguidas em laboratório devam ser passíveis de reprodução em obras para que tal estudo tenha real utilidade.

Assim, se a reprodução da energia de compactação proctor modificado em trabalhos de campo é tarefa difícil mesmo para empresas especializadas em trabalhos de terraplenagem, isso seria quase impossível para prefeituras municipais com poucos recursos tecnológicos (realidade considerada no presente projeto).

De fato, um aspecto crítico quando se adota tal energia de compactação (proctor modificada) é a possibilidade de desenvolvimento de fissuras no contato entre as

diferentes camadas de solo, fato de difícil controle tanto em laboratório como no campo e que pode ocasionar o desenvolvimento de altos valores de permeabilidade secundária (fato indesejável num maciço compactado que se pretende seja utilizado como *liner*).

Pelos motivos expostos resolveu-se, descartar o uso da energia de compactação proctor modificado, em favor da energia proctor normal (mais passível de uso prático).

Concluída essa etapa, passou-se à fase de realização dos ensaios de compactação com as misturas solo-cimento, visando verificar o efeito da adição dos diferentes teores de cimento nos ensaios de compactação e determinar a umidade ótima para a compactação dos corpos de prova em cada um dos teores considerados (3%, 7% e 10% de cimento, e 4%, 8% e 12% de cal) como orientação para os trabalhos de moldagem dos corpos de prova, que devem seguir à essa fase. Os resultados obtidos em tais ensaios são apresentados na Figura 22 e as curvas de compactação nas Figuras 23 e 24.

Mistura	W_{ot} (%)	ρ_{dmax} (g/cm ³)
3% de cimento	12,7	1,91
7% de cimento	12,5	1,92
10% de cimento	12,6	1,93
4% de cal	14,1	1,85
8% de cal	13,9	1,83
12% de cal	14,5	1,82

Figura 22 – Ensaios de compactação proctor normal com as misturas.

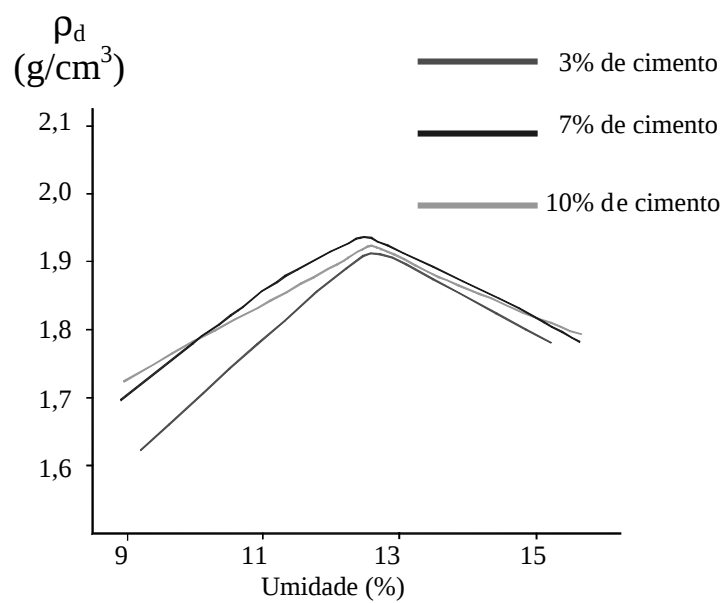


Figura 23 – Curvas de compactação das misturas solo-cimento.

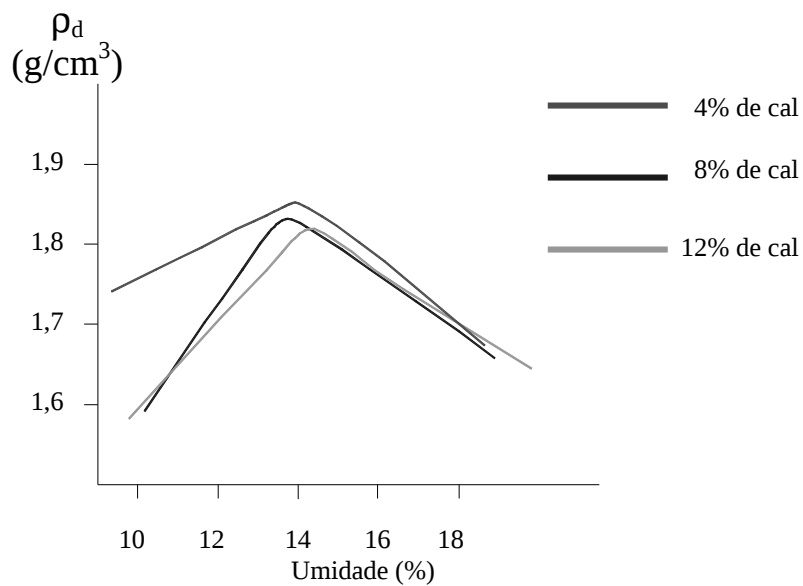


Figura 24 – Curvas de compactação das misturas solo-cal.

Com relação às curvas de compactação das misturas solo-cimento verifica-se que apesar do ligeiro crescimento da massa específica seca máxima em função do aumento do teor em cimento, a umidade ótima do solo, para os diferentes teores considerados é praticamente a mesma, indicando que o acréscimo em adição de cimento não altera (pelo menos para os teores tratados) as condições de trabalhabilidade do solo (a mistura não se torna mais plástica a medida que o teor de cimento cresce).

No caso das misturas solo-cal, verifica-se que o aumento de teor em cal proporciona ligeira redução na massa específica seca máxima, com uma tendência de aumento da umidade ótima, o que representa a obtenção de misturas mais plásticas. Tal situação pode indicar materiais de trabalhabilidade mais difícil no campo, porém com tendência à apresentarem maiores reduções de vazios (dada sua plasticidade).

5.2 MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA

Determinadas as condições de compactação dos corpos de prova (especialmente a umidade ótima) passou-se então à moldagem dos mesmos (atividade desenvolvida a partir de 18/12/2000) tendo-se como controle de qualidade dos corpos de prova compactados o grau de compactação (relação entre a massa específica aparente seca dos corpos de prova e a massa específica aparente seca máxima do ensaio de compactação proctor normal) o qual deveria ser superior a 95%.

O rígido controle da compactação dos corpos de prova se mostrou eficiente, como se pode verificar na Figura 25, que mostra os resultados dos corpos de prova moldados.

5.3 ENSAIOS À CARGA VARIÁVEL

A caracterização da condutividade hidráulica dos corpos de prova compactados está sendo feita com base em ensaios de permeabilidade à carga variável, segundo técnica tradicional de ensaio para materiais de baixa permeabilidade.

Foram ensaiados os corpos de prova submetidos a condição semi-imersa e imersa com 120, 180 e 240 dias de tempo de exposição. Os Quadros 11 a 14 apresentam os resultados dos ensaios de permeabilidade realizados para as amostras, considerando os dois aditivos utilizados, solo/cimento na Figura 26, com os resultados de cada ensaio e o coeficiente médio (média das quatro réplicas).

5.4 ENSAIOS COM ÁREA PLENA

A fim de se avaliar o efeito do fluido de percolação sobre a estabilidade das misturas compactadas foram conduzidos os ensaios de permeabilidade com área plena, considerando três diferentes situações: misturas sujeitas a percolação de água destilada, esgoto afluyente da lagoa (para avaliar as condições de percolação no trecho inicial da lagoa) e esgoto efluente da lagoa (condições de percolação no trecho final).

Concluída a fase de saturação dos corpos de prova, foram efetuadas leituras nos dispositivos durante 90 dias para que verificasse, dentro do prazo possível no presente projeto, variações nos coeficientes de permeabilidade dos corpos de prova com o tempo.

No princípio eram efetuadas leituras diárias, após algum tempo, como se verificou que o coeficiente de permeabilidade das amostras percoladas com água não sofria variações e que no caso das amostras percoladas com esgoto este coeficiente era muito pequeno, as leituras passaram a ser efetuadas semanalmente e quinzenalmente. Os resultados dos ensaios são apresentados nas Figuras 27 a 29.

CP 1	Data	k (m/s)	CP 2	Data	k (m/s)
SOLO / CIMENTO 7%	13/11	6,17E-10	SOLO / CAL 8%	13/11	8,17E-10
	14/11	5,11E-10		14/11	6,95E-10
	19/11	3,42E-10		19/11	4,89E-10
	20/11	5,64E-10		20/11	7,26E-10
	21/11	5,11E-10		21/11	7,35E-10
	22/11	5,38E-10		22/11	7,72E-10
	26/11	4,13E-10		26/11	6,17E-10
	28/11	3,59E-10		28/11	5,35E-10
	29/11	4,1E-10		29/11	6,56E-10
	3/12	8,31 E-10		3/12	5,71 E-10
	10/12	5,78E-10		10/12	6,13E-10
	17/12	6,4 E-10		17/12	5,89 E-10
	3/1	4,89E-10		3/1	5,93E-10
	18/1	5,11 E-10		18/1	6,26 E-10
	31/1	3,76E-10		31/1	7,44E-10
	7/2	5,65 E-10		7/2	7,82 E-10
	22/2	5,2E-10		22/2	6,5 E-10
	8/3	5,7 E-10		8/3	6,17 E-10

Figura 27 – Resultados dos ensaios com área plena – água destilada.

CP 3	Data	k (m/s)	CP 4	Data	k (m/s)
SOLO / CIMENTO 7%	13/11	1,47E-11	SOLO / CAL 8%	13/11	2,3E-11
	14/11	1,72E-11		14/11	2,15E-11
	19/11	5,82E-12		19/11	6,93E-12
	20/11	1,21E-11		20/11	2,16E-11
	21/11	1,39E-11		21/11	2,19E-11
	22/11	1,34E-11		22/11	1,2E-11
	26/11	1,3E-11		26/11	1,94E-11
	28/11	1,59E-11		28/11	2,13E-11
	29/11	9,04E-12		29/11	2,04E-11
	3/12	7,09E-12		3/12	1,48E-11
	10/12	5,81E-12		10/12	9,78E-12
	17/12	6,14 E-12		17/12	9,574E-12
	3/1	5,01E-12		3/1	9,34E-12
	18/1	2,37E-12		18/1	2,84E-12
	31/1	6,21E-12		31/1	2,39E-12
	7/2	9,34E-12		7/2	2,8E-12
	22/2	7,2E-12		22/2	2,73E-12
	8/3	4,61 E-12		8/3	2,19E-12

Figura 28 – Resultados dos ensaios com área plena – esgoto afluyente.

CP 5	Data	k (m/s)	CP 6	Data	k (m/s)
SOLO / CIMENTO 7%	13/11	3,41E-11	SOLO / CAL 8%	13/11	6,17E-10
	14/11	1,9E-11		14/11	5,11E-10
	19/11	4,58E-12		19/11	3,42E-10
	20/11	4,01E-11		20/11	5,64E-10
	21/11	2,89E-11		21/11	5,11E-10
	22/11	1,05E-11		22/11	5,38E-10
	26/11	2,06E-11		26/11	4,13E-10
	28/11	3,13E-11		28/11	3,59E-10
	29/11	6,29E-11		29/11	4,1E-10
	3/12	7,47E-12		3/12	8,31 E-10
	10/12	5,8 E-12		10/12	5,78E-10
	17/12	3,11 E-12		17/12	6,4 E-10
	3/1	9,16E-13		3/1	4,89E-10
	18/1	6,25E-13		18/1	5,11 E-10
	31/1	1,4E-12		31/1	3,76E-10
	7/2	4,92E-12		7/2	5,65 E-10
	22/2	3,12E-12		22/2	5,2E-10
	8/3	7,71 E-13		8/3	5,7 E-10

Figura 29 – Resultados dos ensaios com área plena – esgoto efluente.

Os resultados obtidos mostram valores de coeficientes de permeabilidade muito próximos àqueles obtidos nos ensaios com carga variável e com pouca variação para os corpos de prova percolados com água destilada, como seria de se esperar.

Já os resultados obtidos para os corpos de prova percolados com o esgoto (tanto afluente como efluente) indicam uma tendência de redução da permeabilidade com o tempo.

6 ROTINA DE APLICAÇÃO

A seguir são descritos os procedimentos considerados fundamentais para que tal tipo de aplicação possa ser desenvolvida em situações similares. Tais recomendações pressupõem a possibilidade de uso de solo com características similares ao estudado no presente trabalho.

6.1 Tipo de Solo

Os levantamentos visando avaliar as condições do solo a ser utilizado devem contemplar os ensaios de caracterização (mineralogia, índices físicos, granulometria e limites de consistência).

Basicamente, o solo deve apresentar textura arenosa (pelo menos 40% de areia fina) e uma fração argilosa de pelo menos 20%, como sugere a bibliografia que trata do assunto. Sua mineralogia deve ser livre de minerais potencialmente expansivos e tal solo deve apresentar baixa plasticidade ($IP < 15\%$).

6.2 Condições de Compactação

Os ensaios de compactação devem ser conduzidos considerando não só a possível redução na permeabilidade do solo e da mistura compactada, mas também a viabilidade do emprego de tal energia de compactação na obra em questão.

6.3 Ensaios

Se o solo escolhido atender aos requisitos do tópico 6.1 poderão ser realizados ensaios de permeabilidade com carga variável em menor quantidade, englobando apenas um teor de um dos aditivos considerados, como forma de controle do desempenho da mistura compactada.

Da mesma forma, deve -se proceder um rígido controle da compactação, tanto em laboratório (na moldagem dos corpos de prova) como no campo (na execução da barreira) para que se possa ter confiança no desempenho do material.

É interessante ainda que sejam efetuados ensaios de permeabilidade com área plena com o fluido a ser efetivamente posto em contato com a barreira nas condições de operação do empreendimento.

Seguidos estes procedimentos, e tendo-se obtido bons resultados nos ensaios de controle, pode-se esperar um comportamento adequado da barreira a ser construída.

7 AVALIAÇÃO ESTATÍSTICA DAS VARIÁVEIS

O uso do teste de Tukey, no planejamento estatístico factorial usado no presente trabalho, objetivou detectar a influência dos fatores envolvidos (uso de aditivo, condição de exposição, tempo de exposição e porcentagem de aditivo) na redução da condutividade hidráulica das misturas compactadas.

Considerando a possibilidade de influência de interação entre fatores no processo e dadas as limitações de número de réplicas utilizadas, foi possível ainda a consideração da influência das interações de segunda ordem, ou seja, interações entre dois fatores.

Já que o teste estatístico utilizado usa a comparação entre médias como base de análise faz-se preciso, antes de tudo, a apresentação destas medidas de tendência central, as quais podem ser observadas abaixo.

Média das amostras em branco (sem tratamento - 8 Cps) - $2,30 \cdot 10^{-7}$ m/s.

Média dos tratamentos (144 Cps) - $1,54 \cdot 10^{-9}$ m/s.

Média das amostras com cimento (72 Cps) - $2,06 \cdot 10^{-9}$ m/s.

Média das amostras com cal (72 Cps) - $1,02 \cdot 10^{-9}$ m/s.

Média das amostras semi-imersas (72 Cps) - $1,48 \cdot 10^{-9}$ m/s.

Média das amostras imersas (72 Cps) - $1,60 \cdot 10^{-9}$ m/s.

Média das amostras com 120 dias (48 Cps) - $2,59 \cdot 10^{-9}$ m/s.

Média das amostras com 180 dias (48 Cps) - $1,02 \cdot 10^{-9}$ m/s.

Média das amostras com 240 dias (48 Cps) - $1,01 \cdot 10^{-9}$ m/s.

Média das amostras com 3% de cimento (24 Cps) - $4,48 \cdot 10^{-9}$ m/s.

Média das amostras com 7% de cimento (24 Cps) - $4,21 \cdot 10^{-10}$ m/s.

Média das amostras com 10% de cimento (24 Cps) - $1,29 \cdot 10^{-9}$ m/s.

Média das amostras com 4% de cal (24 Cps) - $2,00 \cdot 10^{-9}$ m/s.

Média das amostras com 8% de cal (24 Cps) - $5,30 \cdot 10^{-10}$ m/s.

Média das amostras com 12% de cal (24 Cps) - $5,352 \cdot 10^{-9}$ m/s.

Conhecidas estas médias é possível então a análise dos resultados, considerando-se os efeitos dos fatores separadamente e das interações de segunda ordem.

7.1 ANÁLISE DOS FATORES PRINCIPAIS

7.1.1 Aditivo

O uso de aditivo mostra uma evidente redução de condutividade hidráulica se comparado às amostras em branco (amostras sem aditivo). Isso fica claro quando se compara o experimento como um todo ou os diferentes aditivos com o branco. Tal situação foi confirmada pelo tratamento estatístico com um nível de significância de 0,0001.

7.1.2 Condição de Exposição

Os resultados observados durante a execução do presente trabalho (e apresentados no tópico 5.3 – Ensaio a Carga Variável) indicam baixa influência deste fator, ou seja, pouca diferença em termos de condutividade hidráulica entre os CPs sujeitos às condições semi-imersa e imersa.

Tal situação se reflete nas médias encontradas, as quais, se comparadas à média geral, não fornecem indícios de comportamento diferenciado. De fato, o tratamento estatístico apresentou, para este fator, um nível de significância de 0,6004, indicando alta dispersão dos dados sem uma tendência clara de comportamento.

7.1.3 Tempo de Exposição

Neste caso os resultados experimentais indicavam redução significativa da condutividade hidráulica quando o tempo passava de 120 para 180 dias e nenhuma modificação expressiva de 180 para 240, parecendo indicar que o intervalo de tempo de 120 dias teria sido suficiente para que toda a estabilização tivesse se processado. O tratamento estatístico mostrou que, de fato, o tempo de exposição era um fator importante, significativo no nível 0,0001.

7.1.4 Percentagem de Aditivo

Neste caso os dados experimentais indicavam uma redução marcante de condutividades hidráulica com o aumento do teor de aditivo até os teores intermediários (7% de cimento e 8% de cal) o que de fato se confirmou no tratamento estatístico com um nível de significância de 0,0001. Tal situação indica que acréscimos maiores de aditivos em massa não proporcionam melhorias significativas (em termos de redução de condutividade hidráulica) no comportamento do material.

7.2 AVALIAÇÃO ESTATÍSTICA DAS INTERAÇÕES DE SEGUNDA ORDEM

Para a avaliação das interações de segunda ordem o modelo estatístico (fatorial com teste de Tukey) compara as médias compondo os dois fatores tratados em modelos de matrizes, nas quais cada combinação de fatores é expressa nas linhas e colunas principais da mesma.

Com a finalidade de facilitar a entrada dos dados cada fator tem seus níveis descritos em termos de códigos numéricos. Assim, para que o entendimento de tal tratamento seja possível, se faz necessário apresentar tal codificação:

Aditivo:	1 – cimento
	2 – cal.
Condição de Exposição:	1 – semi-imerso
	2 – imerso.
Tempo de Exposição:	1 – 120 dias
	2 – 180 dias
	3 – 240 dias.
Percentagem de Aditivo:	1 – valores menores (3% de cimento e 4% de cal)
	2 – valores médios (7% de cimento e 8% de cal)
	3 – valores maiores (10% de cimento e 12% de cal).

7.2.1 Percentagem de Aditivo x Aditivo

Neste caso os dados experimentais indicavam significativas reduções na condutividade hidráulica quando os teores de aditivo em massa passavam dos valores menores (3% de cimento e 4% de cal) para os valores intermediários (7% de cimento e 8% de cal) ou dos valores menores (3% de cimento e 4% de cal) para os valores maiores (10% de cimento e 12% de cal).

Porém quando se verifica a evolução da condutividade hidráulica de teores intermediários (7% de cimento e 8% de cal) para teores maiores (10% de cimento e 12% de cal) tal situação não se configura (as variações são pouco importantes, havendo inclusive situações nas quais a condutividade hidráulica aumenta ao invés de diminuir).

Quando esta interação foi estatisticamente avaliada o tratamento resultou em variações com níveis de significância apropriados para os acréscimos de aditivo entre os valores menores e médios e entre os valores menores e maiores e não significativas para os acréscimos entre teores médios e maiores de aditivo. Isso indica que, para o solo utilizado, acréscimos acima de 7% em massa de cimento e 8% de cal não representam ganhos significativos no processo. A Figura 30 ilustra tal situação.

PADIT	ADIT	k	1	2	3	4	5	6
1	1	4.47E-09	1	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
2	1	4.21E-10	2	0.0001	0.3667	0.0067	0.9999	0.9998
3	1	1.29E-09	3	0.0001	0.3667	0.5980	0.5203	0.5269
1	2	1.99E-09	4	0.0001	0.0067	0.5980	0.0147	0.0152
2	2	5.30E-10	5	0.0001	0.9999	0.5203	0.0147	1.0000
3	2	5.34E-10	6	0.0001	0.9998	0.5269	0.0152	1.0000

Figura 30 – Matriz do tratamento estatístico percentagem de aditivo x aditivo.

7.2.2 Aditivo x Condição de Exposição

Os resultados experimentais não indicavam variações significativas na permeabilidade dos CPs de cimento em função da condição de exposição, o tratamento estatístico confirmou isso.

Já para a cal os resultados pareciam indicar alguma diferença entre os CPs sujeitos às condições imersa e semi -imersa o que se confirmou no tratamento estatístico mostrando uma tendência de aumento de condutividade hidráulica semi -imersa para a condição imersa.

Isso talvez se deva à lixiviação do cálcio com a imersão, já que se observou que a água contida nas bandejas utilizadas na imersão mostrava grande quantidade de cal dissolvida. A Figura 31 ilustra o tratamento experimental neste caso, nele podem ser observados os níveis de significância para as condições consideradas.

ADIT	EXPO	k	1	2	3	4
1	1	2.43E-09	1	0.1733	0.0001	0.0625
1	2	1.69E-09	2	0.1733	0.0079	0.9676
2	1	5.16E-10	3	0.0001	0.0079	0.0301
2	2	1.52E-09	4	0.0625	0.9676	0.0301

Figura 31 – Matriz do tratamento estatístico aditivo x condição de exposição.

7.2.3 Aditivo x Tempo de Exposição

Para os CPs de cimento os resultados dos ensaios indicavam uma ligeira redução da condutividade hidráulica de 120 para 180 e de 120 para 240, mas não de 180 para 240 dias, isso de fato se confirmou no tratamento estatístico.

Já para os CPs de cal os resultados pareciam não indicar influência importante do fator tempo na redução da condutividade, sendo que em alguns casos havia, inclusive, aumento de condutividade hidráulica.

Tais situações de se confirmaram no tratamento estatístico. Os níveis de significância encontrados são apresentados na Figura 32. Tais resultados indicam que, nas circunstâncias consideradas, tempos mais longos de exposição não se refletem em melhorias significativas para as misturas solo -cimento, podendo, no entanto, representar aumentos de condutividade nas misturas solo-cal.

ADIT	TEMPO	k		1	2	3	4	5	6
1	1	3.86E-09	1	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
1	2	1.21E-09	2	0.0001		0.9999	0.9999	0.9460	0.9834
1	3	1.10E-09	3	0.0001	0.9999		0.9959	0.9870	0.9980
2	1	1.32E-09	4	0.0001	0.9999	0.9959		0.8579	0.9359
2	2	8.20E-10	5	0.0001	0.9460	0.9870	0.8579		0.9999
2	3	9.15E-10	6	0.0001	0.9834	0.9980	0.9359	0.9999	

Figura 32 – Matriz do tratamento estatístico aditivo x tempo de exposição.

7.2.4 Condição de Exposição x Tempo de Exposição

Os dados indicavam uma tendência de redução da condutividade com o tempo para os corpos de prova semi-imersos, principalmente de 120 para 180 dias e de 120 para 240 dias, porém não de 180 para 240 dias, já para os CPs imersos tal tendência não ficou evidenciada.

Tal situação talvez se deva ao efeito da lixiviação, especialmente da cal, com a imersão dos corpos de prova. A Figura 33 ilustra o tratamento estatístico com os níveis de significância.

ADIT	TEMPO	k		1	2	3	4	5	6
1	1	3.04E-09	1		0.0001	0.0001	0.3360	0.0005	0.0115
1	2	9.01E-10	2	0.0001		0.9316	0.0598	0.9948	0.6976
1	3	4.80E-10	3	0.0001	0.9316		0.0033	0.6748	0.1647
2	1	2.15E-09	4	0.3360	0.0598	0.0033		0.2031	0.7374
2	2	1.13E-09	5	0.0005	0.9948	0.6748	0.2031		0.9416
2	3	1.54E-09	6	0.0115	0.6976	0.1647	0.7374	0.9416	

Figura 33 – Matriz do tratamento estatístico condição de exposição x tempo de exposição.

7.2.5 Percentagem de Aditivo x Tempo de Exposição

Neste caso os dados indicavam uma tendência de redução da condutividade com o aumento de teor de aditivo até os teores intermediários (conforme já comentado) para os tempos de exposição de 120 e 180 dias. O tratamento estatístico demonstrou isso, como se pode observar na Figura 34.

Já para o tempo de exposição de 240 dias os valores de condutividade não indicavam variações significativas, o que foi também confirmado pelo tratamento

estatístico. Isso indica que, independentemente do teor de aditivo, não se tem redução significativa de condutividade hidráulica após os 180 dias.

		TEMPO									
PADIT		k	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	1	5.87E-09	1		0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
2	1	6.95E-10	2	0.0001		0.9879	0.1218	0.9996	1.0000	0.7430	0.9994
3	1	1.22E-09	3	0.0001	0.9879		0.6504	0.8193	0.8957	0.9982	0.8068
1	2	2.21E-09	4	0.0001	0.1218	0.6504		0.0239	0.0393	0.9711	0.0222
2	2	3.72E-10	5	0.0001	0.9926	0.8193	0.0239		1.0000	0.3487	1.0000
3	2	4.63E-10	6	0.0001	1.0000	0.8957	0.0393	1.0000		0.4555	1.0000
1	3	1.61E-09	7	0.0001	0.7430	0.9982	0.9711	0.3487	0.4555		0.3349
2	3	3.59E-10	8	0.0001	0.9994	0.8068	0.0222	1.0000	1.0000	0.3349	
3	3	1.05E-09	9	0.0001	0.9991	1.0000	0.4417	0.9402	0.9743	0.9808	0.9338

Figura 34 – Matriz do tratamento estatístico percentagem de aditivo x tempo de exposição.

7.2.6 Percentagem de Aditivo x Condição de Exposição

Nesta interação os dados indicavam tendência de redução da condutividade hidráulica com o aumento de teor de aditivo dos valores menores de aditivo para os valores intermediários e também dos valores menores para os maiores tanto para a condição imersa como para a condição semi-imersa. De fato, o tratamento estatístico mostra isso, indicando, mais uma vez, que o fator condição de exposição não é significativo, como se pode observar na Figura 35.

PADIT		EXPO							
		k		1	2	3	4	5	6
1	1	3.46E-09	1		0.0001	0.0001	0.9119	0.0001	0.0001
2	1	5.21E-10	2	0.0001		1.0000	0.0001	0.9999	0.3764
3	1	4.42E-10	3	0.0001	1.0000		0.0001	1.0000	0.2787
1	2	3.01E-09	4	0.9119	0.0001	0.0001		0.0001	0.0045
2	2	4.30E-10	5	0.0001	0.9999	1.0000	0.0001		0.2655
3	2	1.38E-09	6	0.0001	0.3764	0.2787	0.0045	0.2655	

Figura 35 – Matriz do tratamento estatístico percentagem de aditivo x condição de exposição.

7.3 ANÁLISE DOS ENSAIOS COM ÁREA PLENA

Um dos primeiros aspectos a se destacar a respeito destes ensaios é o fato de que foram incluídos posteriormente no projeto de pesquisa por indicação da banca quando do Exame de Qualificação para que possibilitassem um primeiro teste de desempenho dos materiais estudados quando sujeitos aos fluidos de percolação com os quais estará em contato na prática.

Assim sendo, os ensaios de laboratório preparados tiveram a intenção apenas de testar este desempenho sem uma preocupação estatística, já que se trata de teste preliminar.

Como, há época da preparação de tais ensaios, já se tinha indícios de que os teores de 7% de cimento e 8% de cal eram os mais apropriados, os corpos de prova foram preparados com estes teores de aditivo, sendo submetidos à percolação de esgoto afluente e efluente, sendo ainda preparados CPs sujeitos à percolação com água para efeito de comparação.

Não se sujeitou amostras à percolação de chorume já que é vastamente documentado na literatura que tal fluido tem um efeito de colmatção da camada muito significativo.

Os resultados dos CPs sujeitos à percolação de água destilada mostram valores de condutividade compatíveis com aqueles encontrados nos ensaios a carga variável, enquanto aqueles submetidos à percolação do esgoto apresentam valores de condutividade decrescentes com o tempo indicando possível efeito de colmatção.

Vale a pena destacar que o tempo de percolação das soluções em tais amostras foi da ordem de 120 dias e que os resultados dos ensaios com carga variável indicam reduções de condutividade provenientes da estabilização até os 180 dias, ou seja, tais misturas podem apresentar ainda maior redução de condutividade hidráulica.

8 CONCLUSÕES

As análises dos resultados obtidos permitem as seguintes conclusões:

- a adição de estabilizantes reduz a condutividade hidráulica, tornando o material apto a ser usado como barreira de proteção ambiental;
- o fator “teor de aditivo” indica que os teores na faixa de 7% de cimento e 8% de cal em massa são os suficientes para a finalidade que se pretende;
- o fator “tempo de exposição” mostra que não há redução da permeabilidade após 180 dias, havendo, então, estabilização do material;
- o fator “condição de exposição” não interfere no desempenho da condutividade hidráulica;
- as misturas, solo-cimento e solo-cal, mostraram eficiência quando submetidas a percolação de esgoto afluyente e efluente;
- os corpos de prova produzidos com solo-cimento na porcentagem de 7% mostraram uma maior eficiência, já que com a mistura solo-cal à 8% observou-se o efeito de lixiviação, proporcionando um aumento na condutividade hidráulica em relação a mistura solo-cimento a 7%;
- estudos preliminares feitos em condições reais de obra mostra que, a utilização de solo laterítico arenoso estabilizado com cimento ou cal, compactados, para a construção de barreiras de proteção ambiental, é uma solução tecnologicamente viável e de baixo custo, podendo-se utilizar solos similares, desde que se tenha os devidos cuidados técnicos listados no tópico “Rotina de Aplicações”;
- pelo fato dos resultados do ensaio de permeabilidade com área plena terem sido semelhantes aos do ensaio de permeabilidade com carga variável, conclui-se que o uso desta técnica seria vantajoso para esse tipo de estudo, pois exige menos tempo para a preparação dos corpos de prova e uma infraestrutura mais barata para a execução do ensaio.

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE RECURSOS HÍDRICOS. **Hidrologia Ambiental** . Coleção ABRH de Recursos Hídricos, vol. 3. São Paulo. ABRH/EDUSP, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND **Solo-cimento para Revestimento de Barragens, Diques e Reservatórios**. São Paulo, SP. ABCP, 14 p., 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND **Fabricação de tijolos e blocos de Solo -cimento com a Utilização de Prensas Hidráulica** . São Paulo, SP. ABCP, 5 p. 1985a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND **Construção de Paredes Monolíticas com Solo-cimento Compactado**. São Paulo, SP. ABCP, 5 p. 1985b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND **Dosagem das Misturas de Solo-cimento: Normas de Dosagem e Métodos de Ensaio** . São Paulo, SP. ABCP, 57 p. 1986.

ALCÂNTARA, M.A. **Estabilização química de solos para fins rodoviários:** técnicas disponíveis e estudo de caso dirigido à estabilização solo-cal de três solos de Ilha Solteira – SP. Viçosa: 1995, 91p. Dissertação (mestrado)– Universidade Federal de Viçosa, 1995.

ALCÂNTARA, M.A.M. & LIMA, D.C. As variáveis de controle da capacidade portante na produção de material solo -cal. In: JORNADAS SUL -AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28, 1997, São Carlos. **Anais...**, EESC/USP, São Carlos, p. 1891 -1897, 1997.

ALCÂNTARA M.A.M. & LOLLO, J.A. Evaluation of mechanic performance of lime -soil mixtures under distinct exposition condition. **Journal of Nepal Geological Society** , Nepal Geological Society, Kathmandu, Nepal, 1999. (no prelo).

AL-HOMOUD, A.S.; KHEDAYWI, T. & AL-AJLOUNI, A.M. Engineering and environmental aspects of cutback asphalt (MC -70) stabilization of swelling and collapsible soils. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts**, v. 33, n. 7, p. 317-321, 1996.

ANDERSON, S.A. & HEE, B. Lateritic soil in landfill liners and covers. In: GEOENVIRONMENT 2000, 2000. **Geotechnical Special Publication 46**, ASCE, p. 947 - 963, 2000.

BAUER, G.; CARVALHO, J.B. Estabilização de solos lateríticos com cal: propriedades geotécnicas, reações e produtos formados. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 6, e CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9, 1990, Salvador. **Anais...**, Salvador, ABGE-ABMS, 1990, p. 207-211, 1990.

BELL, F.G. Lime stabilization of clay minerals and soils. **Engineering Geology**, v. 42, n. 4, p. 223-237, 1996.

BOFF, F.E. **Estudo da seletividade iônica na interação solo -contaminante aplicado a liners**. São Carlos: EESC/USP. Seminário (Seminários Gerais em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1998.

BOFF, F.E. **Avaliação do comportamento de uma mistura compactada de solos lateríticos frente a soluções de Cu^{++} , K^+ e Cl^- em colunas de percolação**. São Carlos: EESC/USP. 1999. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1997. 180p.

BOFF, F.E. & PARAGUASSU, A.B. Avaliação da titulação potenciométrica na avaliação das possibilidades de uso de solos lateríticos como liners. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL, 4, 1999, São José dos Campos. **Anais...**, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, São José dos Campos, p. 362-366, 1999.

BOSCOV, M.E.G.; OLIVEIRA, E.; GHILARDI, M.P. & SILVA, M.M. Difusão de metais através de uma argila laterítica compactada. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL, 4, 1999a, São José dos Campos. **Anais...**, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, São José dos Campos, p. 323-330, 1999a.

BOSCOV, M.E.G.; PEREIRA FILHO, W.; SARKIS, J.E.S. & HUANG, Y.C. Estudo da migração de urânio através de uma camada de solo compactado. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL, 4, 1999, São José dos Campos. **Anais...**, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, São José dos Campos, p. 367-374, 1999b.

CAPUTO, H. P. **O Solo como Material de Construção**. In: _____. *Mecânica dos Solos e suas Aplicações*. 5ª edição. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1987. Volume 2, capítulo 20.

CAZAUX, D. & DIDIER, G. Field evaluation of hydraulic performances of geosynthetic clay liners by small and large -scale tests. **Geotextiles & Geomembranes**, v. 18, n. 2 -4, p. 163-178, 2000.

DANIEL, D.E. Soil Barriers Layers versus Geosynthetic Barriers in Landfill Cover Systems. **Landfill Closures**, v. 53, p. 1-18, 1995.

FERRAZ, R.L. **Contribuição ao estudo da estabilização de solos para fins rodoviários e habitacionais**. Viçosa: 1994, 180p. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Viçosa, 1994.

FILHO, J. A. **Reforço de Solos com Utilização de Tubulões em solo -cimento**. São Carlos – SP, 1989. 190 p. Tese (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

FOGED, N. & BAUMANN, J. Clay membrane made of natural high plasticity clay: leachate migration due to advection and diffusion. **Engineering Geology**, v. 54, n. 1 -2, p. 129-137, 1999.

FREEZE, R.A. ; CHERRY, J.A. **Groundwater**. Prentice Hall. 1979.

FREIRE, W. J. **Tratamento Prévio do Solo com Aditivos Químicos e seu Efeito sobre a Qualidade do Solo -cimento**. Piracicaba – SP, 1976. 142p. Tese (Doutorado em Solos e Nutrição de Plantas) – ESALQ, USP.

HAMILL, L.; BELL, F. G. **Groundwater Resource Development**. Butherworths, London. 1986.

IAC **Levantamento pedológico semi detalhado de alguns municípios da região de influência do Conjunto Hidrelétrico de Urubupungá – Estado de São Paulo**. São Paulo, Instituto Agrônomo da Campinas, escala 1:100.000, 1994.

IPT **Levantamento pedológico da área do Cinturão verde da cidade de Ilh a Solteira - SP**. São Paulo, Instituto de Pesquisa Tecnológicas, escala 1:6.000, 1988.

LAKE, C.B. & ROWE, R.K. Diffusion of sodium and chloride through geosynthetic clay liners. **Geotextiles & Geomembranes**, v. 18, n. 2-4, p. 103-131, 2000.

LEITE, A.L.L. **A difusão molecular do K^+ e Cl^- em solos naturais compactados: uma perspectiva para uso em liners**. São Carlos: EESC/USP. 1997. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1997.

LEITE A.L.; PARAGUASSU, A. B., & ZUQUETTE, L.V. K^+ and Cl^- diffusion in compacted tropical soils: a liner usage perspective. In: CONGRESS OF THE INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR ENGINEERING GEOLOGY AND THE ENVIRONMENT, 8, 1998, Vancouver. **Proceedings...**, IAEG, Vancouver, v. 6, pp. 2505-2512, 1998.

LEITE A.L. & PARAGUASSU, A.B. Simulações da difusão/retenção de K^+ em solos tropicais compactados: uma nova modelagem. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 9, 1999, São Pedro. **Anais...**, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, São Pedro, T2, 1999. (anais em mídia eletrônica – CD).

LEITE, J.C. **Metodologia para a elaboração da carta de susceptibilidade à contaminação e poluição das águas subsuperficiais**. São Carlos: EESC/USP. 1995. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1995.

LIMA, D.C. **Algumas considerações relativas a aspectos de estabilização de solos, em particular a estabilização solo-cal**. São Carlos – SP: 1981, 171p. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 1981.

LO, I.M.C.; LILJESTRAND, H.M.; KHIM, J. & SHIMIZU, Y. Clay liner materials for land disposal of hazardous non-metal wastes. **Water Science Technology**, v. 33, n. 8, p. 71-77, 1996.

LOCAT, J.; TREMBLAY, H. & LEROUÉIL, S. Mechanical and hydraulic behavior of a soft inorganic clay treated with lime. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 33, n. 4, p. 654-669, 1996.

OMIDI, G.H.; PRASAD, T.V.; THOMAS, J.C. & BROWN, K.W. The influence of amendments on the volumetric shrinkage and integrity of compacted clay soils used in

landfill liners. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts**, v. 33, n. 7, p. 304-316, 1996.

PINTO, C.S. **Estabilização de pavimentos com cal**. São Paulo, Associação Brasileira de Produtores de Cal, 1985. P.79-112. (Boletim, 14).

PINTO, C.S.; BOSCOV, M.E. Estudo comparativo de estabilização com cal de um solo saprolítico e de um solo laterítico. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 6, e CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9, 1990, Salvador. **Anais...**, Salvador ABGE -ABMS, 1990, p. 227-237, 1990.

REID, J.M. & BROOKES, A.H. Investigation of lime stabilized contaminated material. **Engineering Geology**, v. 53, p. 217-231, 1999.

RITTER, E.; EHRLICH, M. & BARBOSA, M.C. Difusão e sorção de soluções múltiplas e monossoluções em solos argilosos salinos e não salinos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL, 4, 1999, São José dos Campos. **Anais...**, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, São José dos Campos, p. 331-338, 1999.

ROWE, R.K. Contaminant migration through groundwater – the role of modeling in the design of barriers. 11th Canadian Geotechnical Colloquium, **Canadian Geotechnical Journal**, v. 25, n. 4, p. 778-798, 1988.

SANCHEZ, F.; BARNA, R.; GARRABRANTS, A.; KOSSON, D.S. & MOSZKOWICZ, P. Environmental assessment of a cement -based solidified soil contaminated with lead. **Chemical Engineering Science**, v. 55, p. 113-128, 2000.

SEGANTINI, A. A.S. **Utilização de Solo -cimento em Estacas Apiloadas para obras de Pequeno Porte**. Campinas, SP, 1994. 96p. Tese (Mestrado em Engenharia Agrícola, área de concentração: Construções Rurais) – Faculdade de Engenharia Agrícola – Universidade Estadual de Campinas.

SEGANTINI, A. A.S. **Utilização de Solo-cimento em Estacas Escavadas com Trado em Ilha Solteira -SP**. Campinas, SP, 2000. 176p. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola, área de concentração: Construções Rurais) – Faculdade de Engenharia Agrícola – Universidade Estadual de Campinas.

- SHACKELFORD, C.D.; BENSON, C.H.; KATSUMI, T.; EDIL, T.B. & LINC, L. Evaluating the hydraulic conductivity of GCLs permeated with non -standart liquids. **Geotextiles & Geomenbranes**, v. 18, n. 2-4, p. 133-161, 2000
- SILVEIRA, A. **Estabilização de Solos com Cimen to**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, publicação 128, Síntese de nota de aula. 44p. 1966.
- SULLIVAN, T.M.; HEISER, J.; GARD, A. & SENUM, G. Monitoring subsurface barrier integrity using perfluorocarbon tracers. **Journal of Environmental Engineering**, v. 124, n. 6, p. 490-497, 1998.
- TABBAAA, A. & ARAVINTHANB, T. Natural clay -shredded tire mixtures as landfill barrier materials. **Waste Management**, v. 18, n. 1, p. 9-16, 1998.
- THOMPSON, M.R. **Lime reativity of Illinois soils**. Washington, ASCE, 1966, p. 67-92.
- TODD, D.K. **Groundwater hydrology**. Jhon Wiley & Sons, 1980.
- TSAU-DON, T. & VESILIND, P.A. A new landfill liner to reduce ground -water contamination from heavy metal. **Journal of Environmental Engineering** , v. 124, n. 11, pp. 1061-1065, 1998.
- WAREHAM, D.G.; FARAJOLLAHI, A.; & MILKE, M.W. Influence of alkalinity on the hydraulic conductivity of bentonite-sand liners. **Water Science Technology**, v. 38, n. 2, p. 151-157, 1998.