

# COMPORTAMENTO CONTRÁTIL DE BARREIRAS SELANTES DE SOLO LATERÍTICO ARENOSO ESTABILIZADO

## Contractile behavior of lateritic stabilized sandy soil barrier

Otoniel Pereira da Costa\*

Jair Camacho\*\*

José Augusto de Lollo\*\*\*

**RESUMO** – A dificuldade em se encontrar argilas apropriadas para uso em barreiras selantes em determinadas regiões do Brasil faz com que o uso de misturas estabilizadas de solos arenosos seja uma alternativa interessante. Estudos anteriores mostraram que misturas de solo-cimento e solo-cal, assim produzidas, apresentavam condições de condutividade hidráulica e capacidade de retenção de íons apropriada para tal finalidade. Visando estudar o comportamento contrátil de tais materiais foi realizado o presente trabalho, o qual avaliou a contração de corpos-de-prova (CPs) de solo laterítico arenoso puro, estabilizado com cal e estabilizado com cimento e as alterações na estrutura das misturas com o uso de microscopia eletrônica de varredura. Os valores de contração livre obtidos permitem classificar as misturas como materiais de baixa contração. As imagens microscópicas indicam que a parcela significativa da contração ocorre até os sete dias de cura. Os resultados indicam que os materiais apresentam comportamento contrátil apropriado ao uso como barreiras de proteção.

**SYNOPSIS** – As clays deposits with good potential for usage in liners construction are rare in certain regions of Brazil, the construction of stabilized sandy soils mixtures can be an interesting alternative. Previous studies show that soil-lime and soil-cement mixtures produced with lateritic sandy soil shows that these materials present hydraulic conductivity and ions retention capacity appropriate for liner usage. In order to study contraction behavior of these materials this work was developed. Soil contraction behavior was evaluated using free contraction laboratory tests in pure sand soil specimens and other lime-soil and cement-soil specimens. Soil structure changes with time were checked using Electronic Scan Microscopy. Obtained results allow us to classify mixtures as low contraction materials. Electronic scam imagery shows significant material structure alteration until seven days cure. Results indicate that studied mixtures had appropriate contraction behavior for liner usage.

**PALAVRAS CHAVE** – Barreiras de proteção, contração, misturas estabilizadas.

## 1 – INTRODUÇÃO

A disposição inadequada de resíduos na natureza e os riscos ambientais relacionados a esse fato têm sido alvo de muitos estudos em todo o mundo. Essas pesquisas resultaram em tecnologias e mecanismos legais de controle com o objetivo de reduzir riscos de contaminação.

---

\* Engenheiro Civil, Mestre em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, otoniel@dec.feis.unesp.br.

\*\* Professor Assistente Doutor, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, camacho@dec.feis.unesp.br.

\*\*\* Professor Adjunto, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, lolloja@dec.feis.unesp.br. Autor correspondente.

Apesar de eficientes, essas tecnologias nem sempre se encontram ao alcance dos pequenos municípios brasileiros, ocasionando dificuldades técnicas e financeiras que acabam induzindo os pequenos municípios a dispor seus resíduos de forma inadequada no solo.

Assim, a maneira mais utilizada de descarte é o depósito a céu aberto na maioria dos municípios com população inferior a dez mil habitantes e que correspondem cerca de 50% dos municípios brasileiros. Nesses municípios, 63,6% dos resíduos sólidos coletados são depositados em lixões, enquanto 16,3% são encaminhados para aterros controlados (IBGE, 2002).

Tal situação reflete da falta de recursos técnicos e financeiros para gestão do problema por parte das administrações municipais. As tecnologias mais usadas são de alto custo, situação que evidencia a necessidade de se desenvolver tecnologias compatíveis com a realidade desses municípios.

A grande preocupação ambiental nas áreas de disposição é a percolação de fluidos contaminantes através do solo. Com o intuito de reduzir tais riscos são construídas barreiras nas bases e laterais de aterros sanitários e lagoas de tratamento.

Tais barreiras têm a função de reter uma parcela dos compostos e retardar ao máximo o transporte do restante, de forma que estes não atinjam as águas naturais ou o façam em concentrações baixas, de forma a serem considerados inócuos (Leite, 1995).

No caso de barreiras produzidas com materiais naturais, esses objetivos são atingidos com maior eficiência com o uso de argilas ou solos de textura fina e que, em sua composição, apresentem argilominerais com boa capacidade de troca catiônica, como se pode verificar em Lo *et al* (1996).

No entanto, nem sempre tais materiais se encontram disponíveis nas proximidades da área de disposição, tornando seu uso pouco viável devido a custos com transporte.

Uma alternativa encontrada para sanar essa deficiência foi o desenvolvimento de barreiras de solos combinados com outros materiais. Dentre as possibilidades existentes, os autores acreditam que as misturas solo-cal e solo-cimento são a alternativa mais viável, com baixo custo.

Trabalhos anteriores mostraram que solo laterítico arenoso estabilizado com cal ou cimento apresenta resultados interessantes do ponto de vista da condutividade hidráulica e capacidade de retenção de íons.

Quando tais barreiras são submetidas a condições de campo outros fatores devem ser analisados, dentre eles o comportamento contrátil. A exposição destes materiais ao sol por um determinado tempo causaria perda d'água podendo resultar em contrações excessivas e desenvolvimento de fissuras na camada selante.

O presente trabalho estudou o comportamento contrátil dessas misturas em laboratório simulando condições consideradas críticas (como longo tempo de exposição ao ar e ao sol).

A verificação de um funcionamento adequado de tais materiais pode ser de grande utilidade para pequenas comunidades interessadas em desenvolver sistemas de disposição final de resíduos urbanos com baixo custo.

## **2 – DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO**

Características do solo usado, como composição, textura, índices físicos e condições de compactação foram obtidas de trabalhos desenvolvidos por Ribeiro (2002) e Rizzo (2004) que estudaram as propriedades químicas e hidráulicas do mesmo solo para a mesma finalidade.

Nestes trabalhos foram realizados os ensaios de caracterização do solo, ensaios de compactação do solo puro e ensaios de compactação de misturas solo-cal e solo-cimento de várias percentagens de aglomerantes visando obter a quantidade ótima de aglomerante a ser adicionado ao solo.

Os corpos-de-prova destinados a ensaios de contração foram moldados obedecendo aos critérios adotados pelos trabalhos de Ribeiro (2002) e Rizzo (2004), já que estes são os critérios que apresentaram bons resultados no que diz respeito à condutividade hidráulica e à retenção de íons de barreiras selantes.

Visando reproduzir condições de ensaio próximas das de campo, ao mesmo tempo em que se tentava uma redução eficiente de índice de vazios, os ensaios de permeabilidade à carga variável realizados anteriormente com misturas contendo 3%, 7% e 10% de cimento em massa e de 4%, 8% e 12% de cal em massa usaram corpos-de-prova com grau de compactação mínimo de 95%.

Para avaliação da permeabilidade, os corpos-de-prova assim moldados foram armazenados em câmara úmida em duas diferentes situações: semi-imersos (imersos em água até a metade de sua altura) e imersos (corpos-de-prova totalmente cobertos por água), representando uma tentativa de simulação das condições ambientais sob as quais as barreiras possam vir desempenhar na prática.

Os corpos-de-prova na condição semi-imersa simularam 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) enquanto que a situação imersa simulava fase posterior, na qual a camada esteja toda saturada.

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 permeabilidade. Resultados relativos aos ensaios de permeabilidade com as misturas solo-cimento e solo-cal consideradas são apresentados no Quadro 1.

## **2.1 – Caracterização do solo estudado**

O solo usado neste trabalho foi extraído de uma jazida no município de Ilha Solteira – SP, em uma área de empréstimo de propriedade da Prefeitura Municipal de Ilha Solteira e apresenta como principais características a espessura de horizonte de solo residual maduro exposto em corte (até 9m em alguns pontos) e com uniformidade textural do horizonte de solo amostrado.

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

Tal solo se desenvolveu sobre substrato da Formação Santo Anastácio (cuja área é composta por arenitos arcoseanos finos a médios com lentes conglomeráticas de espessuras variadas) e foi descrito por IPT (1988) e IAC (1994) como Latossolo Vermelho Escuro, eutrófico a moderado, textura média, e designado Unidade Estrela (IAC, 1994).

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.

**Quadro 1 – Índices físicos e limites de consistência do solo utilizado.**

Condição de cura	Tempo (dias)	Cimento (%)	k (m/s)	Condição de cura	Tempo (dias)	Cal (%)	k (m/s)
semi-imersa	120	3	$1,47 \cdot 10^{-8}$	semi-imersa	120	4	$6,12 \cdot 10^{-10}$
semi-imersa	120	7	$8,37 \cdot 10^{-10}$	semi-imersa	120	8	$7,51 \cdot 10^{-10}$
semi-imersa	120	10	$9,46 \cdot 10^{-10}$	semi-imersa	120	12	$4,18 \cdot 10^{-10}$
semi-imersa	180	3	$3,44 \cdot 10^{-9}$	semi-imersa	180	4	$5,29 \cdot 10^{-10}$
semi-imersa	180	7	$3,46 \cdot 10^{-10}$	semi-imersa	180	8	$4,68 \cdot 10^{-10}$
semi-imersa	180	10	$4,11 \cdot 10^{-10}$	semi-imersa	180	12	$2,64 \cdot 10^{-10}$
semi-imersa	240	3	$6,33 \cdot 10^{-10}$	semi-imersa	240	4	$8,56 \cdot 10^{-10}$
semi-imersa	240	7	$6,33 \cdot 10^{-10}$	semi-imersa	240	8	$6,17 \cdot 10^{-10}$
semi-imersa	240	10	$3,71 \cdot 10^{-10}$	semi-imersa	240	12	$3,28 \cdot 10^{-10}$
imersa	120	3	$3,94 \cdot 10^{-9}$	imersa	120	4	$4,25 \cdot 10^{-9}$
imersa	120	7	$4,22 \cdot 10^{-10}$	imersa	120	8	$7,77 \cdot 10^{-9}$
imersa	120	10	$2,35 \cdot 10^{-9}$	imersa	120	12	$1,16 \cdot 10^{-9}$
imersa	180	3	$2,00 \cdot 10^{-9}$	imersa	180	4	$2,92 \cdot 10^{-9}$
imersa	180	7	$2,97 \cdot 10^{-10}$	imersa	180	8	$3,78 \cdot 10^{-10}$
imersa	180	10	$8,63 \cdot 10^{-10}$	imersa	180	12	$3,67 \cdot 10^{-10}$
imersa	240	3	$7,42 \cdot 10^{-10}$	imersa	240	4	$3,12 \cdot 10^{-9}$
imersa	240	7	$4,37 \cdot 10^{-10}$	imersa	240	8	$4,15 \cdot 10^{-10}$
imersa	240	10	$2,18 \cdot 10^{-10}$	imersa	240	12	$3,39 \cdot 10^{-10}$

O solo foi amostrado via cravação de cilindro biselado para a obtenção dos índices físicos e na forma de amostras amolgadas para as demais caracterizações. A determinação da massa volúmica dos sólidos do solo foi feita de acordo com a MB-28 (ABNT, 1977a). Foram ainda determinados os limites de consistência de tal solo segundo as normas MB-30 (ABNT, 1977b) e MB-31 (ABNT, 1977c). Os resultados dos ensaios de caracterização do solo são apresentados no Quadro 2.

**Quadro 2 – Índices físicos e limites de consistência do solo utilizado.**

$\rho$	w	$\rho_d$	$\rho_s$	e	Sr	LL	LP	IP
(g/cm <sup>3</sup> )	(%)	(g/cm <sup>3</sup> )	(g/cm <sup>3</sup> )	(–)	(%)	(%)	(%)	(%)
1,69	12,98	1,50	2,72	0,81	43,58	26	17	9

$\rho$  – massa volúmica do solo;  $\rho_d$  – massa volúmica aparente seca;  $\rho_s$  – massa volúmica dos sólidos, w – teor em água; e – índice de vazios; Sr – grau de saturação; LL – limite de liquidez; LP – limite de plasticidade, e IP – índice de plasticidade.

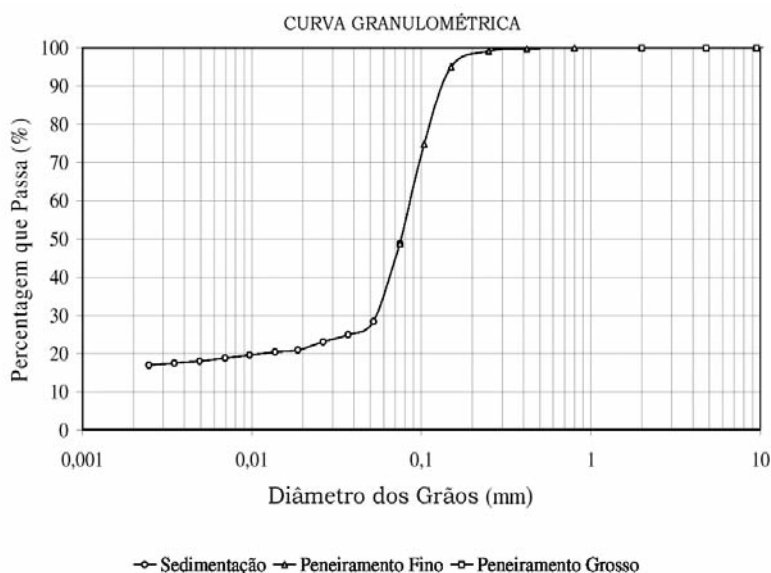
A caracterização textural desse solo, definida a partir de ensaios de granulometria conjunta, segundo MB-32 (ABNT, 1977d), mostrou forte predominância da fração areia (11% de areia média e 51% de fração areia fina) e secundariamente fração argila (24%), caracterizando o mesmo como *areia fina argilosa*. Na Figura 1 tem-se a representação da curva granulométrica de tal solo.

Além dos ensaios de caracterização do solo também foram feitos ensaios de compactação de acordo com a norma MB-33 (ABNT, 1977e), visando à obtenção do teor ótimo de estabilizante.

Com relação à energia de compactação, Ribeiro (2002) considerou as energias proctor normal e proctor modificado. Estes ensaios permitiram a definição dos valores de massa volúmica aparente seca máxima ( $\rho_{dmax}$ ) e umidade ótima ( $w_{ot}$ ) mostrados no Quadro 3.

**Quadro 3** – Resultados dos ensaios de compactação com o solo utilizado.

Ensaio Proctor Normal		Ensaio Proctor Modificado	
$w_{ot}$ (%)	$\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$w_{ot}$ (%)	$\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )
12,5	1,89	10,5	2,07



**Fig. 1** – Curva granulométrica do solo utilizado.

Ribeiro (2002) analisou os resultados obtidos e verificou que a energia de compactação proctor normal é a mais apropriada para a compactação de barreiras de proteção ambiental, pois os testes realizados com a energia modificada mostraram o surgimento de fissuras nos corpos-de-prova, o que compromete o desempenho dessas barreiras no que diz respeito à redução da condutividade hidráulica.

Com relação à obtenção do melhor teor de estabilizante, Ribeiro (2002) e Rizzo (2004) discutiram diferentes teores de estabilizante (3, 7 e 10% de cimento e 4, 8 e 12% de cal em massa) para avaliar o efeito do teor no processo de compactação. Os ensaios realizados forneceram os valores apresentados no Quadro 4.

Avaliando os valores de condutividade hidráulica obtidos Ribeiro (2002) concluiu que a condutividade hidráulica diminuía significativamente até os teores de 7% e 8% para cimento e cal respectivamente.

A partir destas percentagens a diminuição da condutividade hidráulica não justificaria o custo do incremento de material estabilizante, razão pela qual no presente trabalho adotou-se como teores ideais de estabilizante as percentagens de 7% de cimento e 8% de cal. Os parâmetros ideais de compactação (massa volúmica aparente seca máxima e umidade ótima) para as misturas citadas são apresentados no Quadro 4.

**Quadro 4** – Condições de compactação das misturas.

	<b>Solo - Cal</b>	<b>Solo - Cimento</b>
Umidade Ótima ( $w_{ot}$ )	14,2 %	12,5 %
Massa volúmica Aparente. Seca Máxima ( $\rho_{dmax}$ )	1,8 (g/cm <sup>3</sup> )	1,92 (g/cm <sup>3</sup> )
Porcentagem ideal de aglomerante em massa	8 %	7 %

## 2.2 – Moldagem dos corpos-de-prova

Determinadas as condições de compactação passou-se então à moldagem dos corpos-de-prova, tendo como controle de qualidade o grau de compactação superior a 95%.

Esse cuidado com o controle de compactação é imprescindível para garantir que os valores de condutividade hidráulica e de retenção de íons estudados por Ribeiro (2002) e Rizzo (2004) sejam garantidos.

## 2.3 – Condições de exposição dos corpos-de-prova

Com os ensaios de laboratório tentou-se representar, de forma mais fiel possível, as condições que as barreiras selantes são submetidas em campo. Para isso foram realizados ensaios de contração em CPs (corpos-de-prova) com diferentes tempos de cura, ou seja, 7, 14, 28 e 60 dias.

Estes ensaios simulam situações onde a barreira selante é exposta a condições de contração em tempos diferentes, obtendo assim o comportamento do material ao longo de sua cura.

Foram realizados também ensaios em CPs imediatamente após a sua moldagem, simulando uma condição de contração logo após a compactação da camada selante.

Para garantir que os CPs não contraíssem antes da realização dos ensaios, os CPs foram embalados e levados à câmara úmida logo após a moldagem, onde permaneceram até atingirem os tempos de cura esperados.

## 2.4 – Ensaios para medida de contração

O comportamento contráctil de um solo está diretamente relacionado às condições de fluxo da água em seus vazios. Quando ocorre a saída de água do solo, as tensões capilares que surgem são as responsáveis pela contração. Em oposição às tensões capilares estão as forças coesivas do solo.

Um dos responsáveis pela existência de coesão em um solo é a ação de algum material cimentante aglutinando os grãos entre si. Como este trabalho usa como estabilizantes a cal e o cimento, dois poderosos aglomerantes, a coesão da mistura estabilizada aumenta significativamente.

Com o aumento das forças coesivas do solo proporcionado pela ação dos aglomerantes, a intensidade das forças capilares terá papel menos importante na atração entre os grãos, resultando menor aproximação entre tais dos grãos, resultando menor contração.

Outro fator importante no processo é a textura do solo em estudo. Solos de textura grossa, como o estudado, apresentam raio de curvatura do menisco capilar ( $R_s$ ) maior que em solos de textura fina.

Sendo maiores os valores de  $R_s$ , as alturas de ascensão capilar nos tubos capilares do solo ( $h_c$ ) serão menores, conseqüentemente as tensões capilares, responsáveis pela aproximação dos grãos, serão menores.

Para se registrar os valores de contração dos CPs foi utilizado o ensaio adotado pela metodologia MCT (Nogami e Villibor, 1995). Tal ensaio é bem parecido com o ensaio de expansão livre, ou seja, é usado um dispositivo que acomoda os CPs e sustenta o dispositivo de medida das variações das dimensões do CP.

Os CPs foram retirados das embalagens que os envolvem e evitam a perda de água antes do momento certo, e colocados nas posições que se desejam fazer as medidas de contração (axial ou diametral).

Faz-se o ajuste dos extensômetros e a primeira medida. A partir de então os CPs passam a perder água para o meio ocasionando redução de volume. Essa diminuição é acompanhada por meio das leituras dos extensômetros que são feitas com intervalos mínimos de oito horas até que sejam consideradas constantes.

Além dessas leituras, foram registradas as temperaturas locais, os horários das leituras e, em algumas delas, a umidade ambiente. As Figuras 2 e 3 mostram o esquema usado.



**Fig. 2** – Medição da contração axial dos corpos de prova.



**Fig. 3** – Medição da contração diametral dos corpos de prova.

Os valores de contração dos corpos de prova foram calculados usando a equação 1:

$$C = \frac{\Delta H}{H} \times 100 \tag{1}$$

Onde:

C = Contração livre (axial ou diametral) (%);

ΔH = máxima variação de altura (ou diâmetro) (mm);

H = altura (ou diâmetro) inicial do corpo de prova (mm)

Os valores de contração obtidos nos ensaios realizados para todas as condições de exposição são apresentados no tópico resultados.

3 – RESULTADOS

3.1 – Ensaios de contração

Foram realizados ensaios com CPs imediatamente após a moldagem e com os tempos de cura de sete, quatorze, vinte oito, e sessenta dias, sendo que para cada tempo eram ensaiados dez CPs de solo-cal e dez CPs de solo-cimento, sendo cinco com medidas de contração axial e cinco com medidas de contração diametral.

O Quadro 5 mostra os resultados dos ensaios de contração para os corpos de prova de solo-cimento e solo-cal, e o Quadro 6 mostra os resultados de contração dos CPs de solo sem estabilizante. Os valores apresentados referem-se à contração máxima ocorrida durante o ensaio para os cinco corpos-de-prova ensaiados e o valor médio do grupo de cinco ensaios.

Quadro 5 – Valores máximos e médios de contração axial e diametral.

Contração	Tempo (dias)	Solo – Cal						Solo – Cimento					
		1	2	3	4	5	média	1	2	3	4	5	média
Axial (%)	0	0,538	0,550	0,516	0,522	0,558	0,537	0,548	0,590	0,538	0,484	0,558	0,544
	7	0,578	0,488	0,558	0,614	0,540	0,556	0,480	0,458	0,444	0,424	0,538	0,469
	14	0,544	0,628	0,584	0,568	0,562	0,577	0,562	0,584	0,538	0,578	0,556	0,564
	28	0,370	0,374	0,384	0,382	0,332	0,368	0,488	0,406	0,384	0,382	0,426	0,417
	60	0,256	0,268	0,296	0,296	0,270	0,277	0,310	0,288	0,324	0,318	0,376	0,323
Diametral (%)	0	0,458	0,504	0,582	0,522	0,540	0,521	0,638	0,602	0,670	0,589	0,592	0,618
	7	0,572	0,542	0,522	0,534	0,554	0,545	0,498	0,492	0,462	0,490	0,454	0,479
	14	0,598	0,602	0,572	0,640	0,580	0,598	0,540	0,588	0,542	0,616	0,558	0,569
	28	0,404	0,394	0,376	0,428	0,448	0,410	0,408	0,438	0,404	0,418	0,568	0,447
	60	0,304	0,332	0,320	0,320	0,256	0,306	0,316	0,316	0,340	0,350	0,324	0,329

Quadro 6 – Valores máximos e médios de contração axial e diametral de solo sem aglomerante.

Contração Axial (%)						Contração Diametral (%)					
1	2	3	4	5	média	1	2	3	4	5	média
0,550	0,608	0,622	0,556	0,560	0,579	0,648	0,648	0,656	0,598	0,620	0,634



### 3.2 – Microscopia eletrônica de varredura

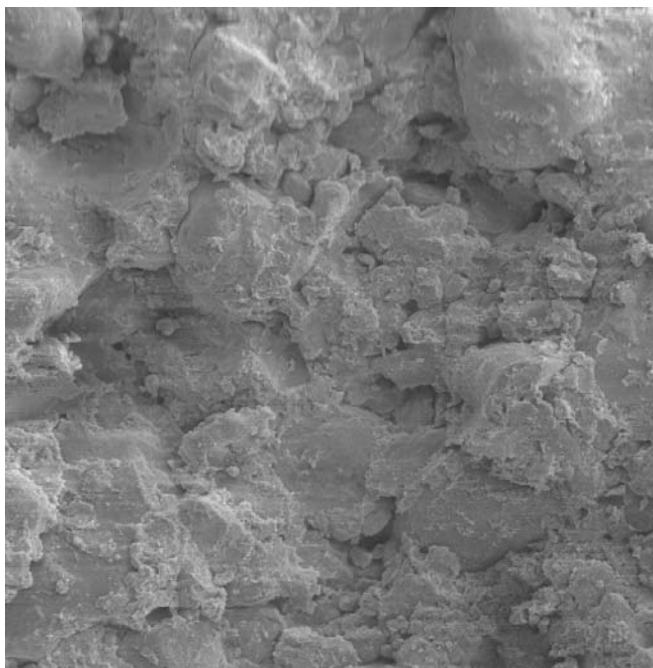
Como forma de acompanhar as modificações estruturais que ocorriam na estrutura interna dos corpos de prova durante o processo de cura e em virtude da contração dos mesmos, foram realizadas imagens com microscópio eletrônico de varredura (MEV) em diferentes tempos com os corpos de prova.

Tais imagens foram feitas com corpos de prova das misturas solo-cimento e solo-cal considerando os tempos de sete, quatorze, vinte e oito e sessenta dias após a moldagem dos corpos de prova. Maiores tempos de cura não foram considerados, porque se verificou que o processo de contração não era significativo além dos sete dias.

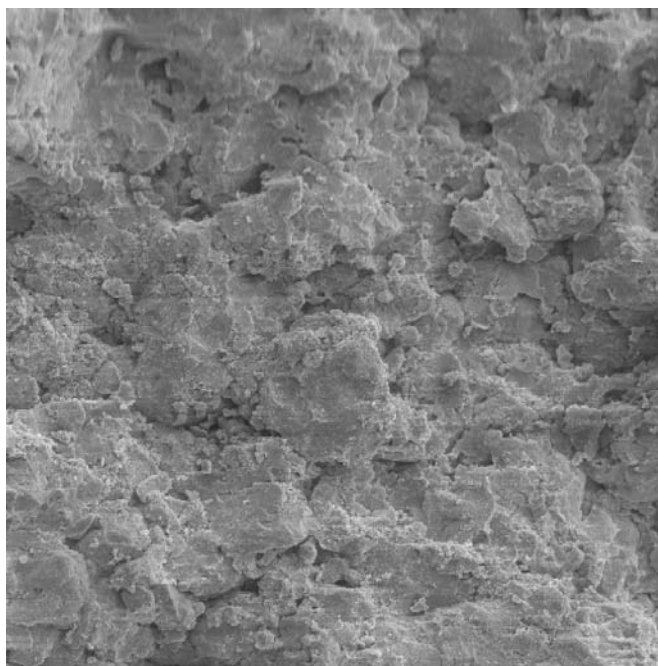
Os resultados obtidos mostram forte correspondência com os padrões de contração verificados nos ensaios de laboratório, ou seja, todo o processo de contração é pouco significativo e se completa nos primeiros sete dias de ensaio.

As características das fissuras de contato entre grãos observados no MEV, em termos de tamanho das fissuras, sua abertura e quantidade, não variam com o tempo após o primeiro intervalo (sete dias), independentemente do aglomerante utilizado.

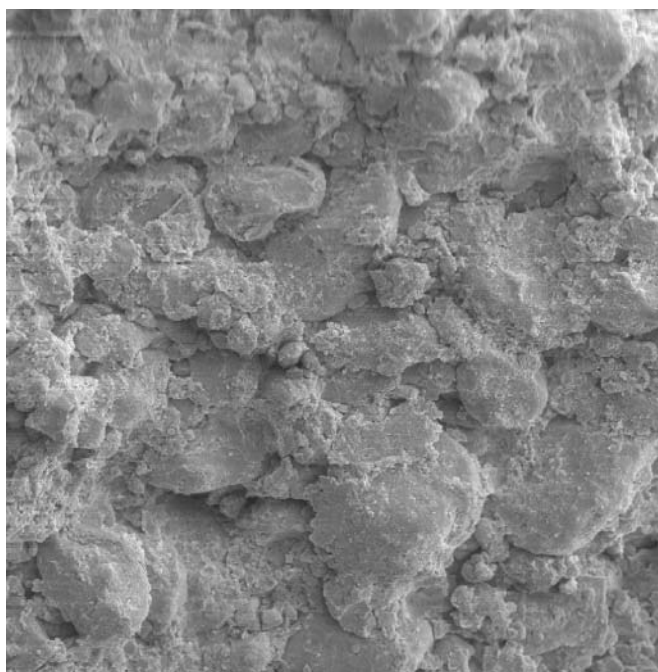
Tal situação é ilustrada nas Figuras 4, 5, 6 e 7 que representam, respectivamente, o solo sem aglomerante, e a mistura solo-cimento após sete, quatorze e vinte e oito dias de cura ao ar.



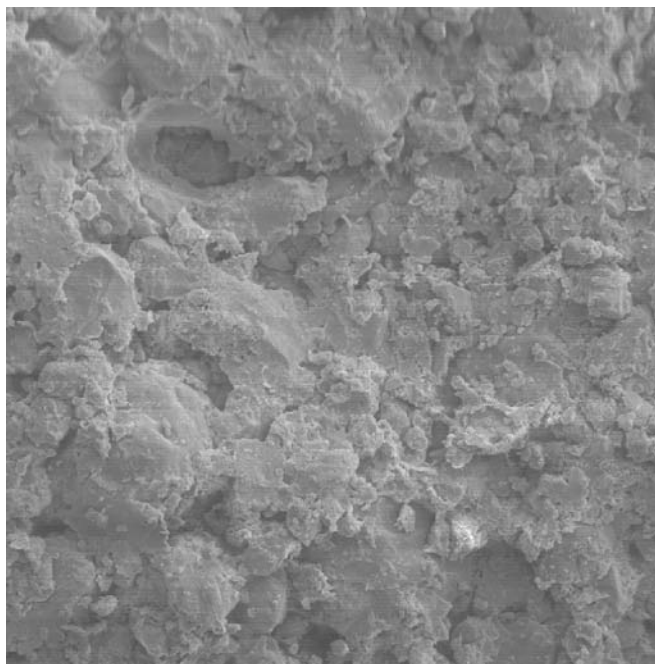
**Fig. 4** – Estrutura do solo compactado sem aglomerante.



**Fig. 5** – Estrutura do solo-cimento com sete dias de cura.



**Fig. 6** – Estrutura do solo-cimento com quatorze dias de cura.



**Fig. 7** – Estrutura do solo-cimento com vinte e oito dias de cura.

#### **4 – DISCUSSÃO**

O tempo de cura mostrou ter uma influência importante no comportamento contrátil das misturas, mostrando uma redução dos valores de contração com o tempo. Isso provavelmente se deve à hidratação das moléculas do aglomerante, que faz com que ocorram as reações químicas responsáveis pela cimentação dos grãos do solo.

Quanto maior o tempo de cura mais água presente no CP será consumida pelas reações químicas do processo, restando menos água a ser perdida para o meio. Essa menor quantidade de água a ser perdida aliada à cimentação dos grãos proporciona uma redução nos valores de contração do solo.

Ao se analisarem os resultados dos ensaios de contração de CPs imediatamente após a moldagem e CPs com 60 dias de cura, percebe-se essa redução proporcionada pelo estabilizante ao longo do tempo de cura.

Para discutir a eficácia do ensaio de contração livre em amostras compactadas miniatura para simular as condições de contração em barreiras no campo é importante primeiro analisar a forma que tal contração se daria no campo, e verificar as diferenças entre as condições de perda d'água nas duas situações.

A perda de água do solo, razão primeira da contração é função da superfície de solo exposta ao ar e quanto maior for a área de solo exposta ao ar maior será a quantidade de água perdida pelo solo.

Sendo assim, é fácil verificar que os CPs em laboratório apresentam área exposta significativamente maior, já que ficam com toda área superficial exposta, ocasionando maior perda d'água.

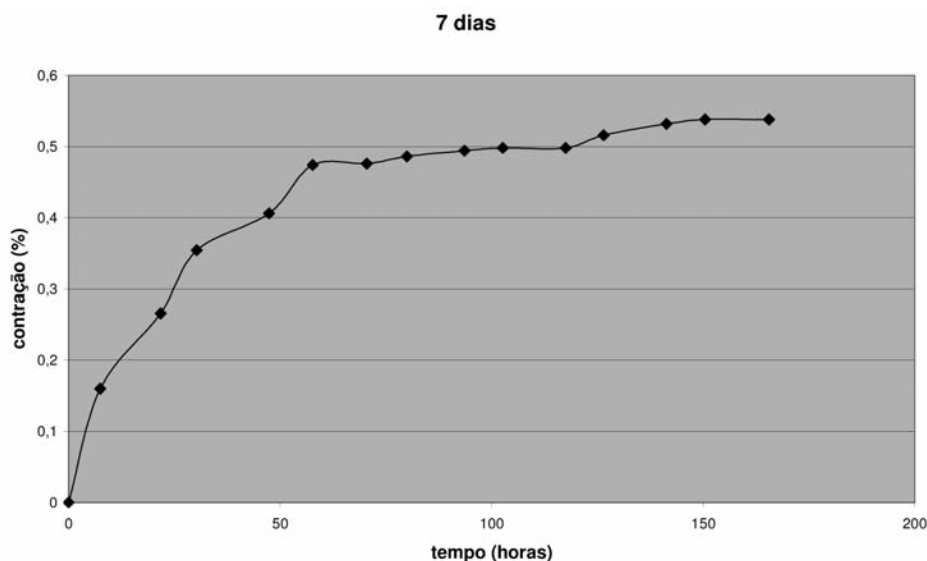
Os ensaios de laboratório expõem a amostra a uma condição de contração mais severa que a condição de exposição no campo, podendo-se esperar, portanto, que o processo de contração seja menos intenso no campo.

Não foi possível identificar diferenças significativas entre os valores de contração axial e diametral nos ensaios realizados. Os resultados indicam valores percentuais de contração diametral ligeiramente maiores com o tempo, porém tais diferenças são muito pequenas (em média 9,64%).

Tais diferenças podem ser explicadas pela diferença entre as áreas expostas ao ar. No ensaio em que se mede a contração axial o CP é colocado na vertical e sua base fica em contato com uma placa de acrílico (Figura 2), portanto não totalmente exposto ao ar. Nos ensaios com medida de contração diametral o CP fica na posição horizontal com contato mínimo com o suporte (Figura 3), deixando área ligeiramente maior exposta ao ar.

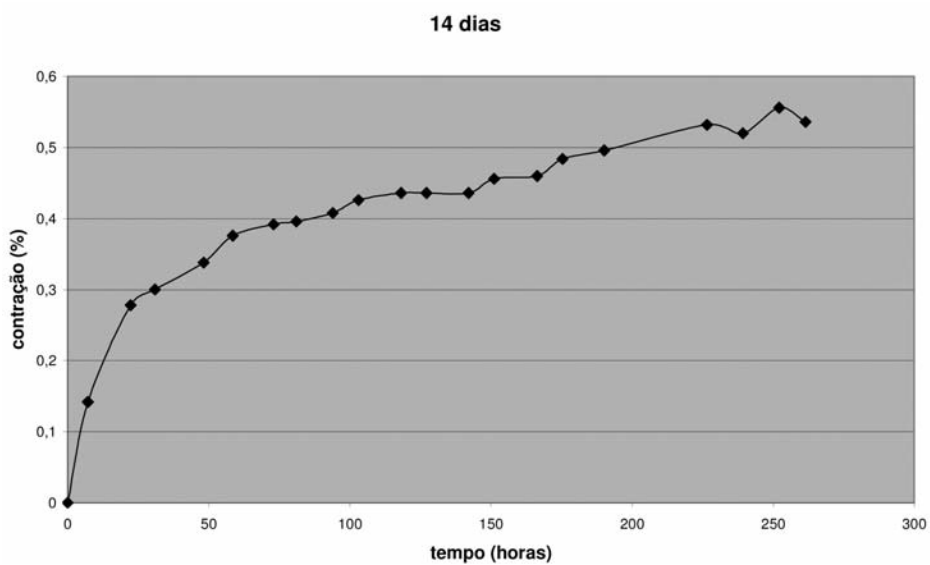
Em termos de tempo de ensaio, verifica-se que a maior parte da contração ocorre nas primeiras horas de ensaio, diminuindo sua intensidade com o tempo. Isso é facilmente verificado num gráfico de contração x tempo. Este gráfico apresenta uma reta ascendente de grande inclinação nas primeiras horas de ensaio.

Após esta brusca variação o CP começa a apresentar um comportamento mais equilibrado com tendência a se estabilizar, apresentando variações volumétricas menos consideráveis, como ilustrado nas Figuras 8 a 11. Em tais figuras é possível se observar ainda que mesmo com as menores contrações finais obtidas após maiores tempos de cura (28 e 60 dias) o maior percentual de contração limita-se as primeiras 40 ou cinquenta horas.

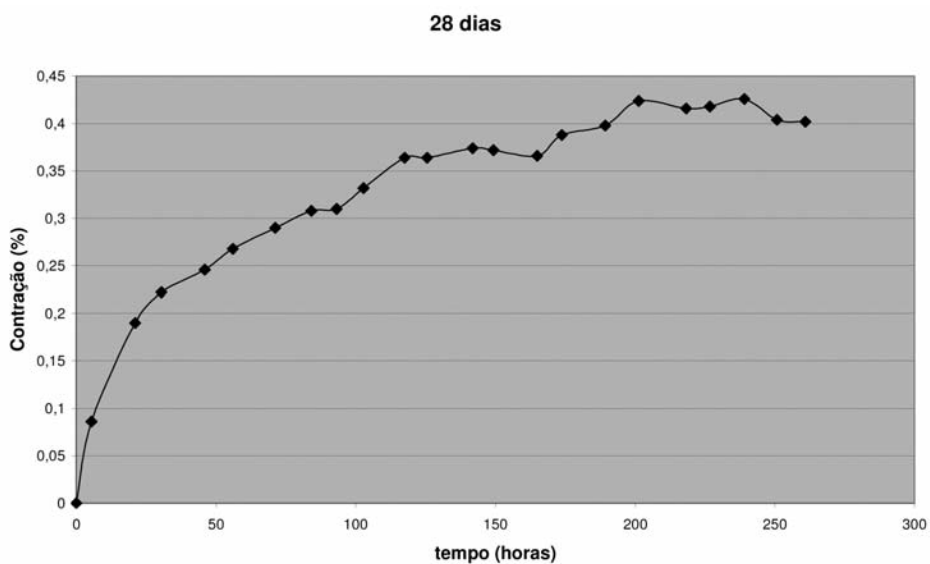


**Fig. 8** – Gráfico padrão de contração x tempo - mistura com 7 dias de cura.

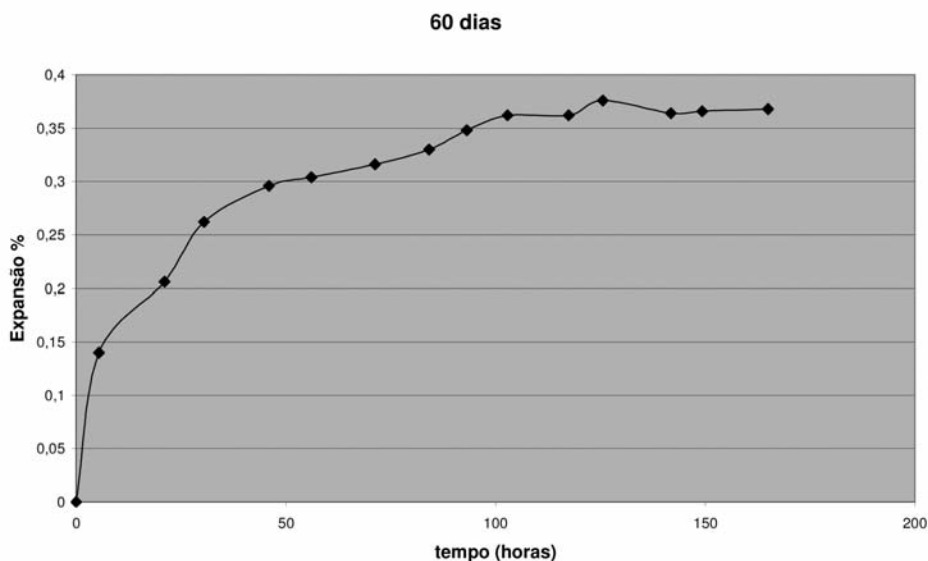
Na literatura não se encontra valor limite de contração para camadas de solo compactadas com a finalidade barreiras selantes, porém Nogami & Villibor (1995) apresentam uma classificação de comportamento contrátil para corpos-de-prova compactados nas mesmas condições de compactação usadas neste trabalho (massa volúmica aparente seca máxima da energia normal). Os autores classificam o comportamento contrátil conforme o Quadro 7.



**Fig. 9** – Gráfico padrão de contração x tempo - mistura com 14 dias de cura.



**Fig. 10** – Gráfico padrão de contração x tempo - mistura com 28 dias de cura.



**Fig. 11** – Gráfico padrão de contração x tempo - mistura com 60 dias de cura.

**Quadro 7** – Valores de limites de contração para solos tropicais (Nogami e Villibor, 1995).

CONTRAÇÃO	Elevada	> 3%
	Média	0,5 a 3%
	Alta	< 0,5%

Como se pode observar no Quadro 5 o maior valor de contração foi 0,67%, obtido num CP ensaiado imediatamente após a moldagem. Este valor o classifica como um solo de contração média.

Porém, observa-se que quanto maiores os tempos de cura, menores os valores de contração, evidenciando a melhora proporcionada pela estabilização química. Os CPs ensaiados aos vinte e oito e aos sessenta dias apresentaram contrações abaixo de 0,5 %, passando a ser classificados como solos de baixa contração.

Também foram feitos ensaios de contração em CPs sem a adição de aglomerante, ou seja, somente de solo compactado nos seus parâmetros ótimos. O objetivo era obter valores de contração do solo com e sem aglomerante e analisar as possíveis melhoras causadas pela estabilização.

O Quadro 6 mostra os resultados deste experimento e, como se pode observar, não há diferenças significativas entre os valores de contração de CPs com e sem aglomerante ensaiados sem tempo de cura.

No entanto, quando se compara CPs sem aglomerante e CPs com aglomerante com tempo de cura superior a vinte e oito dias percebe-se os efeitos da ação do aglomerante diminuindo a contração.

Essa melhora faz com que o solo passe a ser classificado como solo de baixa contração, já que após os 28 dias de cura os CPs apresentaram contrações abaixo dos 0,5 %.

## 5 – CONCLUSÕES

Os valores de contração obtidos são baixos e justificam o uso das misturas como barreiras de proteção ambiental.

Os corpos de prova contendo as misturas apresentaram menores valores de contração que o solo puro compactado após vinte e oito dias de cura mostrando que os aglomerantes utilizados (cal e cimento) atuaram reduzindo o comportamento contráctil do solo.

Os resultados obtidos juntamente com os estudos anteriores, que avaliaram a condutividade hidráulica e a capacidade de retenção de íons das misturas estudadas, indicam que essas misturas reúnem as condições para seu uso como barreira selante.

## 6 – REFERÊNCIAS

- ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas (1977a). MB-28 – Determinação da Massa Específica dos Grãos de Solo.
- ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas (1977b). MB-30 – Determinação dos Limites de Liquidez do Solo.
- ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas (1977c). MB-31 – Determinação do Limite de Plasticidade e Índice de Plasticidade de Solos.
- ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas (1977d). MB-32 – Análise granulométrica de solos.
- ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas (1977e). MB-33 – Ensaio de Compactação.
- Alcântara, M.A.M. & Lima, D.C. (1997). 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.
- Alcântara, M.A.M. & Lollo, J.A. (1999). Evaluation of mechanic performance of lime-soil mixtures under distinct exposition conditions. Journal of Nepal Geological Society – Special Issue, vol. 21, Nepal Geological Society, Kathmandu, Nepal, p. 162-166.
- IAC Instituto Agrônomo de Campinas (1994). Levantamento pedológico semidetalhado 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.
- IBGE Instituto Brasileiro de Geografia E Estatística (2002). Pesquisa Nacional de Saneamento Básico. Rio de Janeiro. CD-ROM.
- IPT Instituto de Pesquisas Tecnológicas (1988). Levantamento pedológico da área do Cinturão verde da cidade de Ilha Solteira - SP. São Paulo, Instituto de Pesquisa Tecnológicas, escala 1:6.000.
- Leite, J.C. (1995). Metodologia para a elaboração da carta de susceptibilidade à contaminação e poluição das águas subsuperficiais. São Carlos: EESC/USP. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- Lo, I.M.C.; Liljestrand, H.M.; Khim, J. & Shimizu, Y. (1996). Clay liner materials for land disposal of hazardous non-metal wastes. Water Science Technology, v. 33, n. 8, p. 71-77.
- Nogami, J. S. & Villibor, D. F. (1995). Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. Villibor, São Paulo, 240p.

- Ribeiro, R.V.A. (2002). Avaliação do desempenho hidráulico de liners produzidos com solo laterítico arenoso compactado estabilizado quimicamente. Ilha Solteira – SP: 87p. Dissertação (mestrado) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira - FEIS/UNESP.
- Rizzo, R.P. (2004). Avaliação da condutividade hidráulica em solo laterítico arenoso compactado estabilizado com cimento para uso como liner. Ilha Solteira – SP, 98p, Dissertação (mestrado) - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira FEIS/UNESP.