

DOI: <http://dx.doi.org/10.18265/1517-0306a2021id5001>

ARTIGO ORIGINAL

Influência dos drenos fibroquímicos no tempo de adensamento de solo: um caso de estudo

SUBMETIDO 16/10/2020

APROVADO 06/01/2021


PUBLICADO ON-LINE 14/08/2021

PUBLICADO 30/06/2022

EDITOR ASSOCIADO

Nelma Mirian Chagas Araújo Meira

 Maria Mariana Azevedo dos Santos ^[1]

 Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello ^[2]

 Yago Ryan Pinheiro dos Santos ^[3]

[1] marianaazevedo2000@hotmail.com

[2] isabelamcvbello@hotmail.com

[3] yago_ryan@hotmail.com

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), Caruaru, Brasil

RESUMO: Drenos fibroquímicos ou geodrenos são elementos constituídos por materiais sintéticos que são cravados verticalmente no terreno, de forma a permitir a drenagem e consequentemente a ocorrência da maior parte do recalque antes da execução da obra. Este artigo apresenta a influência do uso de geodrenos no tempo de adensamento de quatro trechos de aterro de solo mole, localizado no Complexo Industrial Portuário de Suape. Foram utilizados resultados dos coeficientes de adensamento obtidos em ensaios de laboratório e de campo e foram definidas as necessidades do projeto (profundidade dos drenos, tempo e grau de adensamento) e determinadas as grandezas geométricas dos geodrenos. Os valores de espaçamento entre os geodrenos e o tempo de adensamento na situação com e sem o uso de geodrenos foram comparados. Verificou-se que, quanto maior é o valor do coeficiente de permeabilidade horizontal, mais eficaz é o uso dos geodrenos, pois aumenta o espaçamento entre eles e reduz o número de drenos necessários e o tempo de adensamento. Quanto ao coeficiente de adensamento vertical, observou-se que, quanto menor for o seu valor, maior será a vantagem em termos de tempo de adensamento. O uso de geodrenos proporcionou acentuada redução no tempo de adensamento do aterro, possibilitando deformações desejadas.

Palavras-chave: aterros sobre solos moles; geodrenos; recalque.

Influence of fibro-chemical drains on soil densification time: a case study

ABSTRACT: Fibro-chemical or geodrain drains are elements made of synthetic materials that are driven vertically into the ground, to allow drainage and, consequently, the occurrence of most of the settlement before the execution of the work. This article presents the influence of the use of geodrains during the time of densification of four stretches of landfill wetland, located in the Suape Port Industrial Complex. Results of the density coefficients obtained in

laboratory and field tests were used, defined as the necessity of the project (depth of drains, time, and degree of density), and determined as geometrical quantities of the geodrains. The spacing values between the geodesy and the time of densification in the situation with and without the use of geodesy were compared. The use of geodrains is shown to be more effective the higher the value of the horizontal permeability coefficient, the spacing between them increases, the number of drains stored, and the density time, to obtain the desired degree of density. As for the vertical densification coefficient, it is observed that the lower the value, the greater the advantage in terms of densification time. The use of geodrains provides a marked reduction in the landfill's densification time, allowing for desired deformations.

.....
Keywords: *geodrains; embankment of soft soils; settlement.*

1 Introdução

O rápido processo de expansão das cidades nas últimas décadas tem resultado nas frequentes construções sobre depósitos de solos moles. Esse processo faz surgir a necessidade de conhecer as propriedades mecânicas dos depósitos de argila mole, a fim de estudar técnicas de melhoramento que permitam a construção nesse tipo de solo, intervenção evitada devido às suas características pouco propícias para fundação. Devido à alta compressibilidade e à baixa resistência, a presença desses depósitos é motivo de preocupação nas obras de engenharia como fundações, estradas e grandes edificações (BELLO, 2011; BELLO; COUTINHO; NORBERTO, 2019).

Existem várias soluções que permitem a utilização das áreas de solo mole. A escolha de uma delas dependerá de inúmeros fatores, como as condições do solo, o nível de recalque aceitável e o espaço disponível, além de custos e prazos de execução. Devem-se avaliar dois estágios necessários ao se escolher o método de melhoramento para o solo mole: (a) definir o comportamento final do solo melhorado, de acordo com as necessidades de projeto; (b) identificar a principal característica comportamental final do solo melhorado, fundamental ao projeto. A escolha do método de melhoramento basicamente recai sobre duas metodologias de trabalho, considerando-se sempre para efeito comparativo sua condição natural sem qualquer intervenção (ALMEIDA; MARQUES, 2010).

Uma das técnicas mais utilizadas para acelerar o processo de adensamento em solos moles é a aplicação de drenos verticais, os quais promovem a aceleração dos recalques ao diminuir o caminho de drenagem dentro da massa de solo compressível para cerca da metade da distância horizontal entre drenos (ALMEIDA; MARQUES, 2010). Normalmente, sem o uso do dreno, esses recalques só ocorrem ao longo de vários meses, exigindo do usuário a manutenção constante ou até a eventual interrupção da área em função das excessivas deformações ocorridas e resultando em custos elevados.

Este artigo apresenta a influência do uso de drenos fibroquímicos no tempo de adensamento de quatro trechos de aterro de solo mole estudados por Bello (2011), localizados no Complexo Industrial Portuário de Suape. Para o dimensionamento, foram utilizados resultados dos coeficientes de adensamento obtidos em ensaios de laboratório (oedométrico) e de campo (piezocone), tendo sido definidas as necessidades do projeto (profundidade dos drenos, tempo e grau de adensamento) e determinadas as grandezas geométricas dos geodrenos.

2 Referencial teórico

Os drenos verticais de areia foram pioneiramente utilizados ao final da década de 1920, na Califórnia, nos Estados Unidos. Cerca de dez anos depois, Kjellman desenvolveu na Suécia o primeiro protótipo de dreno pré-fabricado, feito com papelão, que foi utilizado até o início dos anos 1970. O núcleo de papelão foi posteriormente substituído por material sintético com filtro de papel. Filtros geotêxteis foram incorporados em modelos posteriores do dreno, que constituem os atuais drenos verticais pré-fabricados.

Os drenos fibroquímicos, conhecidos como geodrenos, são geocompostos drenantes em forma de tiras, com cerca de 10 centímetros de largura e dezenas de metros de comprimento e seu material é composto por um núcleo de plástico com ranhuras em forma de canaleta e envolto em um filtro de geossintético não tecido de baixa gramatura. Atualmente, os geodrenos são utilizados em todo o mundo, como o Sudeste Asiático, a Europa e as Américas. O núcleo drenante permite conduzir a água até a superfície do terreno ou à camada drenante superficial. O revestimento tem como função impedir a entrada de solo no núcleo drenante, permitindo a passagem de água (OLIVEIRA; ALMEIDA; MARQUES, 2015).

Entre as vantagens da utilização dos geodrenos estão a facilidade de instalação, que é muito superior se comparada aos drenos verticais de areia, a alta capacidade drenante, a uniformidade e a qualidade da fabricação industrializada, enquanto a qualidade de drenos de areia depende muito dos materiais e dos sistemas construtivos (ALMEIDA; MARQUES, 2010).

Ser mais permeável que o solo e sem alteração dessa propriedade durante sua vida útil deve ser a principal característica de um geodreno. Portanto, o dreno é especificado basicamente por sua capacidade de vazão e pela permeabilidade do filtro. Outras características importantes são a resistência mecânica e a flexibilidade, pois o dreno deve ter resistência às operações de cravação e às deformações impostas pelo solo durante o processo de adensamento (ALMEIDA; MARQUES, 2010).

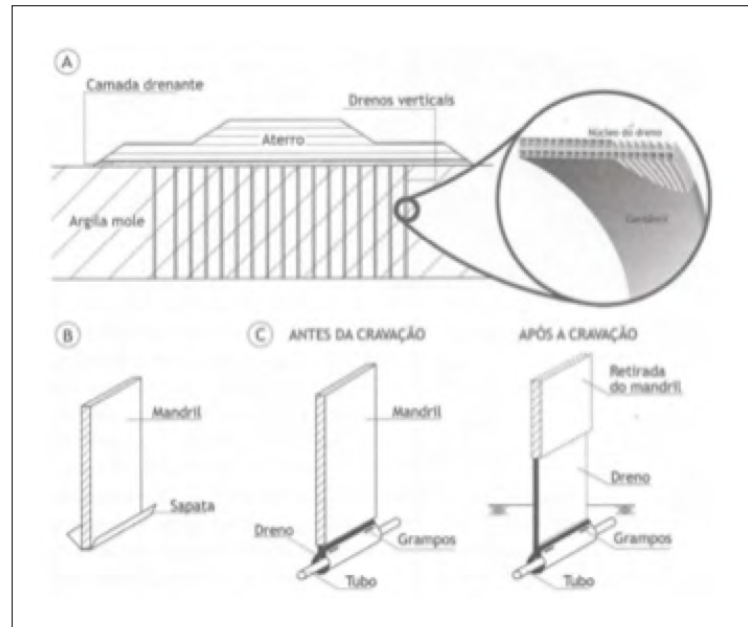
Bergado, Manivannan e Balasubramaniam (1996) e Holtz *et al.* (1991) propõem que a capacidade de vazão ou descarga do geodreno q_w não seja inferior a um valor entre 9 e $13,5 \times 10^{-6}$ L/s ($100 \sim 150$ m³/ano), quando medido sob um gradiente hidráulico unitário e sob a pressão lateral máxima efetiva confinante. Para condições críticas, a permeabilidade do filtro deve ser maior que 10 vezes a do solo, e igual à do solo para usos menos críticos, devendo ser adotada a maior abertura de filtração do geotêxtil possível.

Segundo Oliveira, Almeida e Marques (2015), os geodrenos são tanto mais eficazes quanto maior a permeabilidade horizontal, a estratificação ou a macrotextura do solo, pois promovem a redução da distância de drenagem, otimizando o adensamento. Em termos de tempo para a obtenção de um determinado grau de adensamento, se comparado à situação sem o uso de drenos, a vantagem do uso de drenos vai depender da espessura da camada compressível e do coeficiente de adensamento. Para camadas de pequena espessura ou com elevado coeficiente de adensamento, o dimensionamento pode indicar um pequeno aumento no desempenho em termos de economia de tempo e adensamento.

Os geodrenos são cravados verticalmente no solo por equipamentos hidráulicos e dispostos em uma malha que pode ser do tipo quadrada ou triangular. Os equipamentos são acoplados com mastros que manobram uma haste metálica de seção reduzida denominada mandril de cravação e que protege o dreno durante o processo estático de cravação. Esses equipamentos possuem alta produtividade, sendo capazes de cravar entre um e dois quilômetros de drenos por dia. Depois de sua instalação, é deixado um trecho livre e exposto, que será responsável por transferir a água retirada do solo para o colchão

drenante. Os drenos permitem que ocorra drenagem radial da água presente na argila mole quando esta está submetida a um excesso de poropressão. A água percola horizontalmente entre os drenos verticais e é então conduzida verticalmente para o colchão drenante. Como ocorre uma redução da distância de drenagem na camada de argila mole, há aceleração dos recalques. A Figura 1 mostra o esquema da solução com geodrenos verticais em caso de aterro sobre solos moles.

Figura 1 ▶
Esquema da solução com geodrenos. Fonte: Oliveira, Almeida e Marques (2015)



3 Método da pesquisa

Em um projeto de drenagem, a escolha do geodreno e suas especificações dependem das características da obra, da profundidade do subsolo, da variabilidade das camadas e dos parâmetros geotécnicos dos solos.

Bello (2011) dividiu a área em quatro trechos, sendo retiradas amostras indeformadas e realizados os ensaios de laboratório de caracterização, de compressibilidade (oedomérico) e de resistência (triaxial) e de campo (palheta e piezocone sísmico). A partir dos ensaios de piezocone e oedométrico, foram encontrados os valores dos coeficientes de adensamento vertical (c_v) e horizontal (c_h), necessários para o dimensionamento dos geodrenos.

Neste trabalho, foram definidas as necessidades do projeto (profundidade dos drenos, tempo e grau de adensamento) e determinadas as grandezas geométricas dos geodrenos (diâmetro equivalente, diâmetro de influência, diâmetro da área amolgada). Considerou-se a média dos coeficientes de adensamento obtidos nos ensaios oedométricos e de piezocone separadamente. Compararam-se os resultados de espaçamento entre os drenos, o número de drenos e o tempo de adensamento do solo com e sem o uso de geodrenos para os quatro trechos.

3.1 Caracterização da área estudada

O Complexo Industrial e Portuário de Suape é o mais completo polo para a localização de negócios industriais e portuários da Região Nordeste. Está localizado no município de Ipojuca, ao sul da cidade do Recife, a 52 km da capital de Pernambuco.

A área estudada por Bello (2011) está localizada no Complexo Industrial e Portuário de Suape, caracterizada como mangue virgem, com presença de solos moles / orgânicos e de restos de plantas e raízes.

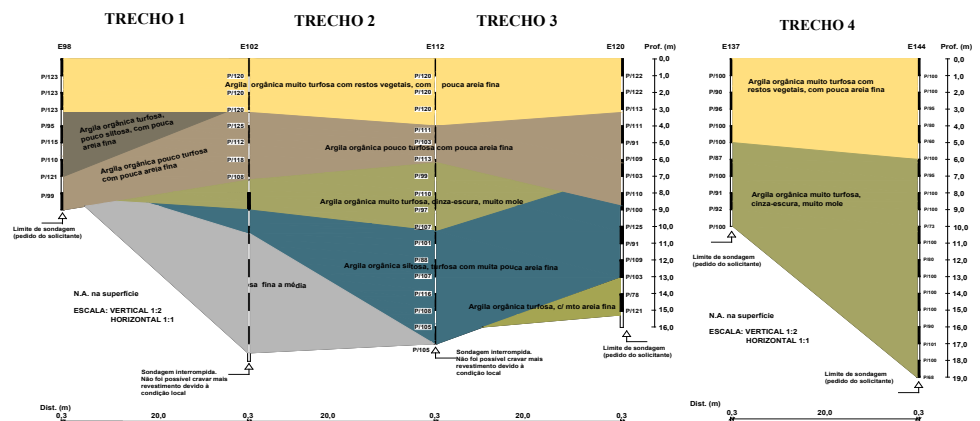
Trata-se de uma via de acesso continente-mar onde um aterro provisório sobre geossintético de 4,0 m de largura e 2,0 m de altura foi construído sobre o mangue para circulação de veículos (Figura 2).

Figura 2 ►
Visualização da área de estudo. Fonte: Bello (2011)



Foram coletadas 30 amostras indeformadas tipo pistão estacionário de paredes finas, com tubos aço-inox com diâmetros 4” e 4,5” (100 mm e 110 mm) e comprimento 1000 mm. Foi aberto um total de 88,0 m de furo, com ordem de aproveitamento útil do material amostrado de 70 cm a 85 cm de comprimento. Foram realizados ensaios de Vane Test e Piezocone nas estacas (E98, E102, E112, E120, E137 e E144). A Figura 3 apresenta o perfil geotécnico da área escolhida para esse estudo.

Figura 3 ►
Perfil geotécnico da área de estudo. Fonte: Bello (2011)



A camada superficial dos Trechos 1, 2, 3 e 4 é formada por uma argila orgânica muito turfosa com pouca areia fina, seguida por camadas de argila orgânica turfosa, com muito pouca a muita areia fina. As estacas E98, E102, E112, E120, E137 e E144 foram investigadas até as profundidades de 9 m, 18 m, 17 m, 16 m, 10 m e 19 m, respectivamente.

Para se estudar o comportamento de qualquer solo por meio de ensaios de laboratório, principalmente no caso de solos moles, é fundamental conhecer a qualidade das amostras e verificar os efeitos do amolgamento do solo. Atualmente, a qualidade das amostras é um dos principais problemas para se obter parâmetros de projeto a partir de ensaios de laboratório. Existem várias propostas na literatura para avaliar a qualidade das amostras e corrigir os parâmetros geotécnicos de resistência e compressibilidade. Bello (2011) e Bello, Coutinho e Norberto (2019) classificaram 13 amostras, de um total de 30, como satisfatórias (43% das amostras obtidas, em 6 verticais com até 24 m de profundidade). A Tabela 1 mostra a classificação da qualidade das amostras assim como os valores de c_v e c_h obtidos pelo ensaio oedométrico e piezocone.

Tabela 1 ▼

Classificação da qualidade de amostra e resultados de c_v e c_h obtidos dos ensaios oedométricos (laboratório) e de piezocone (campo).

Fonte: Bello (2011); Bello, Coutinho e Norberto (2019)

Estaca	Profundidade dos ensaios (m)		Classificação da amostra	Oedômetro		Piezocone	
	campo	laboratório		c_v (m ² /s)	c_h (m ² /s)	c_h (m ² /s)	c_v (m ² /s)
E98	2,2	4,0	Pobre	$1,46 \times 10^{-8}$	$0,0126 \times 10^{-6}$	$5,90 \times 10^{-7}$	$3,93 \times 10^{-7}$
	4,2	6,0	Muito pobre	$1,42 \times 10^{-8}$	$0,0134 \times 10^{-6}$	$1,10 \times 10^{-6}$	$7,33 \times 10^{-7}$
	6,2	8,0	Boa a regular	$0,68 \times 10^{-8}$	-	$5,70 \times 10^{-7}$	$3,80 \times 10^{-7}$
	8,2	10,0	Excelente	$1,83 \times 10^{-8}$	-	$4,00 \times 10^{-7}$	$2,67 \times 10^{-7}$
E102	2,2	4,0	Muito pobre	$2,15 \times 10^{-8}$	$0,3022 \times 10^{-6}$	$1,60 \times 10^{-7}$	$1,07 \times 10^{-7}$
	4,9	6,0	Muito pobre	$1,51 \times 10^{-8}$	$0,1036 \times 10^{-6}$	$9,30 \times 10^{-8}$	$6,20 \times 10^{-8}$
	6,7	8,0	Pobre	$4,94 \times 10^{-8}$	-	$1,00 \times 10^{-8}$	$6,70 \times 10^{-9}$
	8,7	10,0	Pobre	$3,89 \times 10^{-8}$	-	$1,20 \times 10^{-6}$	$8,00 \times 10^{-7}$
E112	2,2	-	Pobre	$3,36 \times 10^{-8}$	-	$8,00 \times 10^{-9}$	$5,30 \times 10^{-9}$
	4,2	4,0	Pobre	$1,17 \times 10^{-8}$	-	$5,70 \times 10^{-8}$	$3,80 \times 10^{-8}$
	6,2	6,0	Pobre	$2,75 \times 10^{-8}$	$0,3202 \times 10^{-6}$	$4,00 \times 10^{-8}$	$2,67 \times 10^{-8}$
	8,2	10,0	Boa a regular	$1,71 \times 10^{-8}$	-	$9,10 \times 10^{-8}$	$6,07 \times 10^{-8}$
	10,2	12,0	Pobre	$4,99 \times 10^{-8}$	$0,2919 \times 10^{-6}$	$3,80 \times 10^{-9}$	$2,50 \times 10^{-9}$
	14,2	16,0	Excelente	$3,17 \times 10^{-8}$	-	$1,50 \times 10^{-7}$	$1,00 \times 10^{-7}$
	17,7	18,0	Pobre	$2,54 \times 10^{-8}$	$0,3306 \times 10^{-6}$	$9,10 \times 10^{-7}$	$6,07 \times 10^{-7}$
E120	2,2	-	Boa a regular	$3,74 \times 10^{-8}$	-	$3,00 \times 10^{-7}$	$2,00 \times 10^{-7}$
	4,2	4,0	Boa a regular	$1,41 \times 10^{-8}$	$0,1258 \times 10^{-6}$		
	6,2	8,0	Boa a regular	$8,53 \times 10^{-8}$	$0,1361 \times 10^{-6}$	$5,90 \times 10^{-7}$	$3,93 \times 10^{-7}$
	9,2	-	Boa a regular	$12,29 \times 10^{-8}$	-	$1,10 \times 10^{-6}$	$7,33 \times 10^{-7}$
E137	2,2	4,0	Boa a regular	$3,01 \times 10^{-8}$	$6,2 \times 10^{-8}$	$4,8 \times 10^{-7}$	$3,2 \times 10^{-7}$
	4,2	6,0	Pobre	$6,03 \times 10^{-8}$	-	$5,8 \times 10^{-7}$	$3,87 \times 10^{-7}$
	6,2	8,0	Excelente	$4,21 \times 10^{-8}$	$9,37 \times 10^{-8}$	$9,1 \times 10^{-7}$	$6,07 \times 10^{-7}$
	8,2	10,0	Boa a regular	$1,13 \times 10^{-7}$	-	$7,2 \times 10^{-7}$	$4,8 \times 10^{-7}$

E144	2,2	2,0	Pobre	$2,43 \times 10^{-8}$	$6,25 \times 10^{-8}$	$1,9 \times 10^{-8}$	$1,27 \times 10^{-8}$
	4,2	-	Excelente	$2,43 \times 10^{-8}$	-	-	-
	6,2	6,0	Pobre	$3,6 \times 10^{-8}$	$6,54 \times 10^{-8}$	$1,7 \times 10^{-8}$	$1,13 \times 10^{-8}$
	10,2	7,0	Muito pobre	$4,4 \times 10^{-8}$	-	$5,7 \times 10^{-8}$	$3,8 \times 10^{-8}$
	14,2	-	Pobre	$9,9 \times 10^{-8}$	$1,65 \times 10^{-7}$	-	-
	18,2	-	Pobre	$5,03 \times 10^{-8}$	-	-	-

Para estimar o c_h a partir de ensaios de piezocone, foi utilizada a abordagem semiempírica proposta por Jamiolkowski *et al.* (1995) na faixa normalmente adensada, comparando essa utilização com os valores de c_h obtidos em laboratório.

3.2 Dimensionamento dos geodrenos

Para o dimensionamento dos geodrenos foram utilizados os cálculos e as considerações geométricas do diâmetro de influência e espaçamento, do diâmetro equivalente e da influência do amolgamento na instalação do dreno. A resistência hidráulica do dreno não foi considerada, pois, segundo Hansbo (2005), a maioria dos geodrenos disponíveis no mercado tem capacidade de descarga suficiente, de forma a tornar essa questão desprezível em projeto.

Foi utilizado um dreno vertical pré-fabricado, conformado por camada polimérica e coberto em ambas as faces por um geotêxtil permeável não tecido. A fixação do conjunto se dá a partir de um envolvimento em membrana de látex. Suas dimensões são 10 cm de largura e 0,4 cm de espessura. No dimensionamento, consideraram-se as hipóteses simplificadoras de Terzaghi (1943).

Foi desenvolvido um roteiro de cálculo, sendo analisado cada um dos quatro trechos compreendidos entre as estacas E98 e E102 (Trecho 1), E102 e E112 (Trecho 2), E112 e E120 (Trecho 3) e E137 e E144 (Trecho 4).

Cada trecho tinha 20 m de extensão, sendo considerada uma profundidade de 10 m, 12 m, 18 m e 20 m, respectivamente para cada trecho entre as estacas.

De acordo com o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2013), a plataforma de terraplenagem prevista no projeto, de 15 m, contempla uma folga de 140 cm para cada lado, possibilitando a construção da pavimentação e da drenagem sem acarretar problemas executivos. Considerando cada trecho com 20 m de comprimento e 15 m de largura, tem-se uma área de 300 m², totalizando 1.200 m² de área de aterro sobre solo mole que terá o adensamento acelerado por geodrenos.

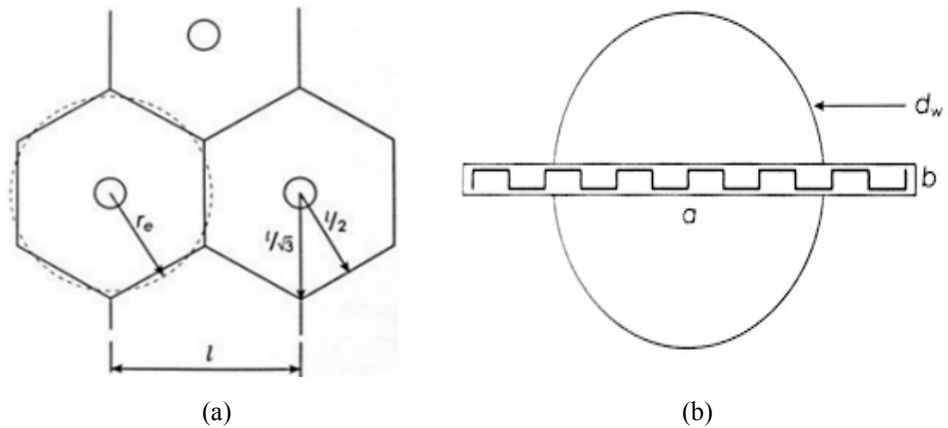
3.2.1 Diâmetro de influência e espaçamento

Os geodrenos foram dimensionados para instalação em malhas triangulares de lado igual a l . A escolha da malha triangular foi feita por esta ser mais eficiente do que a malha quadrada. A malha está representada na Figura 4a.

Figura 4 ▶

Dimensionamento dos drenos: (a) malha de drenos triangular; (b) diâmetro equivalente dos geodrenos.

Fonte: Almeida e Marques (2010)



O diâmetro de influência da malha triangular foi calculado igualando a área do hexágono com a do círculo equivalente, como mostra a Equação 1:

$$d = 1,05 \times l \quad (1)$$

O espaçamento mínimo entre os drenos a ser adotado varia em torno de 1,5 m, pois a partir desse valor ocorre sobreposição de áreas amolgadas. Essa sobreposição afeta diretamente a permeabilidade do solo, causando sua redução e impactando o valor do coeficiente de adensamento horizontal, tornando a alternativa do uso de drenos ineficaz.

3.2.2 Diâmetro equivalente dos geodrenos

Os geodrenos possuem formato retangular e, por isso, suas dimensões devem ser representadas por um diâmetro equivalente (d_w), conforme apresentado na Figura 4b. Para a determinação do diâmetro equivalente do dreno foi utilizada a Equação 2, proposta por Hansbo (2005) e por Hansbo, Jamiolkowski e Kok (1981):

$$d_w = \frac{(a + b)}{2} \quad (2)$$

O geodreno utilizado no dimensionamento é o geocomposto drenante CX1000 da TDM Brasil. O CX1000 é um dreno vertical pré-fabricado, conformado por camada polimérica e coberto em ambas as faces por um geotêxtil permeável não tecido. A fixação do conjunto se dá a partir de um envolvimento em membrana de látex. Suas dimensões são 10 cm de largura e 0,4 cm de espessura.

3.2.3 Influência do amolgamento na instalação do dreno

Considerou-se amolgamento do solo compressível ao redor e ao longo do dreno, devido à sua instalação. O amolgamento reduz a permeabilidade horizontal do solo e, em consequência, a velocidade do adensamento (ALMEIDA; MARQUES, 2010). O amolgamento, F_s pode ser encontrado a partir de Hansbo (2005) e de Hansbo, Jamiolkowski e Kok (1981), de acordo com a Equação 3.

$$F_s = \left(\frac{k_h}{k'_h} - 1 \right) \times \ln \left(\frac{d_s}{d_w} \right) \quad (3)$$

em que: d_s é o diâmetro da área afetada pelo amolgamento, igual a $d_s = 2d_m$, sendo d_m o diâmetro do mandril de cravação, que pode ser obtido pela Equação 4, onde w e t são dimensões de mandril retangular (BERGADO; MANIVANNAN; BALASUBRAMANIAM, 1996); k_h é a permeabilidade horizontal da área sem amolgamento, k'_h é a permeabilidade horizontal da área afetada pelo amolgamento e depende da realização de ensaios especiais, raramente realizados. Foi utilizada a proposta por Hansbo, Jamiolkowski e Kok (1981), segundo Equação 5:

$$d_m = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times w \times t} \quad (4)$$

$$\frac{k_h}{k'_h} = \frac{k_h}{k_v} \quad (5)$$

O mandril foi escolhido de modo a ter a menor área possível para que o amolgamento fosse minimizado. Almeida e Marques (2010) recomendam que para solos muito moles o mandril deve ter área externa na ordem de 70 cm²; desse modo, um mandril de cravação de 12 cm × 6 cm foi escolhido para os cálculos nos três segmentos estudados. Como o terceiro segmento possui profundidade de 18 m, talvez seja necessário reforçar o mandril para esse trecho, no entanto, o amolgamento aumentará, sendo necessário recalcular o tempo em que ocorrerá o adensamento pretendido no projeto.

3.2.4 Roteiro de dimensionamento

O dimensionamento de um sistema de drenos tem como objetivo determinar o espaçamento entre os drenos, para obter o grau de adensamento médio da camada desejada em um período de tempo considerado aceitável.

Com os parâmetros geotécnicos c_h , c_v e $\frac{k_h}{k'_h}$ calculados para cada trecho, foi definido o padrão de cravação da malha. A partir disso, determinaram-se as grandezas geométricas d_w , d_s , d_m e h_{arg} pertinentes ao dreno.

Considerou-se um grau de adensamento médio desejado para a camada de 90% e um tempo de projeto aceitável de um ano. O tipo de drenagem utilizado foi o radial devido à drenagem vertical ter mais influência para camadas de solo inferiores a 10 m e também por ser mais conservativa. Foi realizada uma estimativa inicial para o espaçamento (l) e calculado o valor de d_e .

Foi encontrado o efeito do amolgamento do solo devido à instalação do dreno, sendo esse valor adicionado à função de densidade de drenos na análise do adensamento com drenagem puramente radial:

$$F(n) = \ln(n) - 0,75 \quad (6)$$

Nesse tipo de drenagem, $\bar{U}_h = \bar{U}$, logo, pode-se isolar o fator tempo T_h na equação do grau de adensamento médio da camada (Equação 7).

$$T_h = \frac{-\ln(1 - \bar{U}_h) \times F(n)}{8} \quad (7)$$

O tempo necessário para obtenção do adensamento desejado (t_{calc}) é dado pela Equação 8:

$$t_{calc} = \frac{T_h \times d_e^2}{c_h} \quad (8)$$

O valor do espaçamento foi sendo reduzido até que o tempo calculado fosse menor ou igual ao desejável para o projeto. Segundo Almeida e Marques (2010), as recomendações atuais no Brasil indicam um espaçamento mínimo entre os drenos de 1,5 m.

Para fins de comparação, foi realizado o cálculo do tempo de adensamento (T) para uma situação sem a utilização de drenos, utilizando a Equação 9.

$$t = \frac{T \times H_d^2}{c_v} \quad (9)$$

Para um adensamento de 90%, H_d é a altura de drenagem do trecho, considerada metade da altura da camada de argila, e c_v é o coeficiente de adensamento vertical do trecho.

4 Resultados da pesquisa

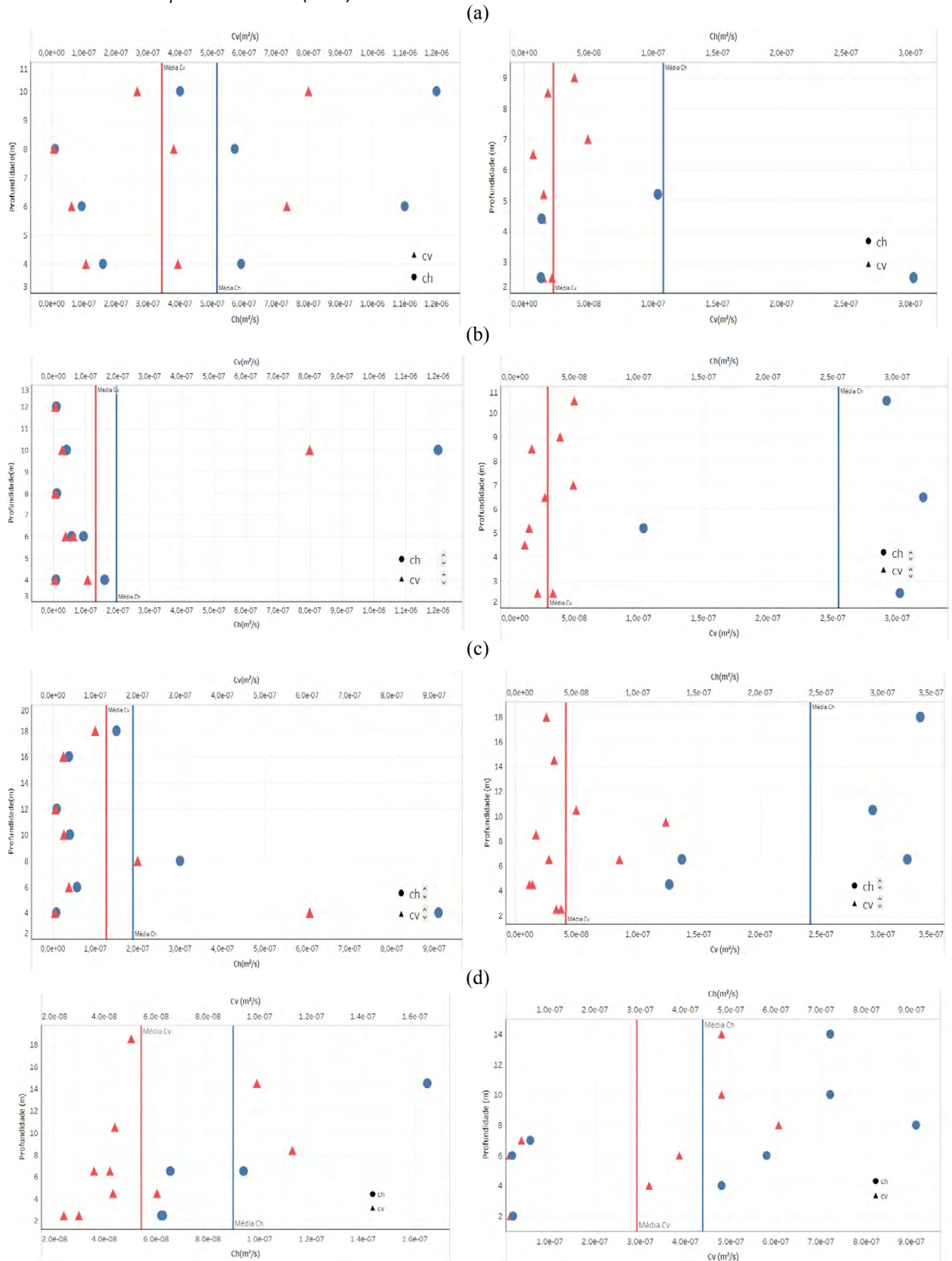
4.1 Coeficiente de adensamento médio

Foram determinados os valores médios do coeficiente de adensamento horizontal (c_h) e vertical (c_v) obtidos do ensaio de piezocone e oedométrico em relação à profundidade dos quatro trechos de estudo (Figura 5). Os valores de c_h e c_v obtidos no ensaio oedométrico foram respectivamente de $1,08 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ e $2,24 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ para o Trecho 1, de $2,54 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ e $2,94 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ para o Trecho 2, de $2,41 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ e $4,15 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ para o Trecho 3 e de $8,97 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ e $5,42 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ para o Trecho 4.

No ensaio de piezocone, os valores de c_h e c_v foram respectivamente de $5,15 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ e $3,43 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ para o Trecho 1, de $1,97 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ e $1,31 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ para o Trecho 2, de $1,89 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ e $1,26 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ para o Trecho 3 e de $4,59 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ e $3,06 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ para o Trecho 4.

Figura 5 ▼

Coeficientes de adensamento vertical e horizontal médios (c_v e c_h) obtidos nos ensaios de piezocone e oedométrico: (a) Trecho 1; (b) Trecho 2; (c) Trecho 3; (d) Trecho 4.
 Fonte: adaptado de Bello (2011)



Os resultados confirmam que os valores dos coeficientes de adensamento obtidos dos ensaios oedométrico e piezocone se complementam (Tabela 2). Para determinar os coeficientes de adensamento de campo, o ensaio de piezocone é tão recomendado quanto o oedométrico. O valor de c_h medido no ensaio de piezocone deve ser convertido na condição normalmente adensada, para comparação com valores de c_v medidos no ensaio oedométrico na condição correspondente. Os valores encontrados para o coeficiente de adensamento horizontal médio nos dois ensaios foram próximos para os Trechos 2 e 3. Para os Trechos 1 e 4 foram encontrados valores superiores a partir do ensaio de piezocone. Para o coeficiente de adensamento vertical foi observado que os valores médios obtidos do ensaio oedométrico variaram numa ordem de grandeza 10 vezes menor que do ensaio de piezocone.

Tabela 2 ▶

Valores médios dos coeficientes de adensamento horizontal e vertical (c_v e c_h) para o ensaio oedométrico e de piezocone. Fonte: adaptado de Bello (2011)'

TRECHO	c_h (m ² /s)				c_v (m ² /s)			
	PIEZ.		OEDOM.		PIEZ.		OEDOM.	
1	5,15×10 ⁻⁷		1,08×10 ⁻⁷		3,43×10 ⁻⁷		2,24×10 ⁻⁸	
2	1,97×10 ⁻⁷		2,54×10 ⁻⁷		1,31×10 ⁻⁷		2,94×10 ⁻⁸	
3	1,89×10 ⁻⁷		2,41×10 ⁻⁷		1,26×10 ⁻⁷		4,15×10 ⁻⁸	
4	4,59×10 ⁻⁷		8,97×10 ⁻⁸		3,06×10 ⁻⁷		5,42×10 ⁻⁸	

4.2 Dimensionamento dos geodrenos

O valor obtido para o diâmetro do mandril de cravação (d_m) foi de 95 mm, para o diâmetro equivalente do dreno (d_w) foi de 70 mm, para o diâmetro da área afetada pelo amolgamento (d_s) de 191,54 mm e para o amolgamento do solo (F_s) de 0,5. Para os cálculos foi considerado um mandril de 120 mm × 60 mm e o dreno que possui dimensões de 100 mm × 40 mm. Os valores de d_m , d_w , d_s e F encontrados são comuns aos quatro trechos de estudo, pois esses valores só dependem das dimensões do dreno e do mandril de cravação adotados, independentes do perfil do solo.

Tabela 3 ▼

Estimativa inicial e final de espaçamento entre os drenos e outros parâmetros, para o ensaio de piezocone e oedométrico.

Fonte: dados da pesquisa

A Tabela 3 apresenta, para os ensaios de piezocone e oedométrico, os resultados obtidos a partir de uma estimativa inicial (I) para o valor do espaçamento entre os drenos e os valores finais (F) encontrados que atenderam às condições previstas no projeto. A partir dos valores de espaçamento foi possível calcular o diâmetro de influência do dreno (d_e), a função de densidade de drenos (F_n), o fator tempo para drenagem horizontal (T_h) e, finalmente, encontrar o valor para o tempo de adensamento (t_{calc}).

TRECHOS	L (m)				D_e (m)				F_n				T_h				t_{calc} (anos)			
	PIEZ.		OED.		PIEZ.		OED.		PIEZ.		OED.		PIEZ.		OED.		PIEZ.		OED.	
	I	F	I	F	I	F	I	F	I	F	I	F	I	F	I	F	I	F	I	F
1	4	3,6	2	1,8	4,2	3,8	2,1	1,9	3,9	3,7	3,1	3,1	1,1	1,1	0,9	0,9	1,2	0,9	1,2	0,9
2	3	2,4	3	2,7	3,1	2,5	3,1	2,8	3,6	3,3	3,6	3,4	1,0	0,9	1,0	1,0	1,6	0,9	1,3	1
3	3	2,3	3	2,6	3,2	2,4	3,1	2,7	3,6	3,3	3,6	3,4	1,0	0,9	1,0	0,9	1,7	0,9	1,3	0,9
4	4	3,5	2	1,7	4,2	3,7	2,1	1,8	3,8	3,7	3,2	3,0	1,1	1,1	0,9	0,9	1,4	1	1,4	1

Tabela 4 ▼

Dimensionamento dos geodrenos – comparação de resultados obtidos do ensaio de piezocone e oedométrico.

Fonte: dados da pesquisa

Os resultados encontrados para espaçamento entre os drenos nos dois ensaios, assim como o número aproximado de drenos necessários e o tempo de adensamento com e sem drenos em cada trecho, estão apresentados na Tabela 4.

Características do dimensionamento		Trechos								Total			
		(1)		(2)		(3)		(4)					
PROFUNDIDADE (m)		10		12		18		20		60			
Dm (mm)		95,77								-			
Dw (mm)		70								-			
Ds (mm)		191,54								-			
Fs		0,5								-			
L (m)		Piez.		3,6		2,4		2,3		3,5		11,8	
		Oedom.		1,8		2,7		2,6		1,7		8,8	
Nº drenos	Comprimento (m)	Piez.		36	360	63	756	76	1.368	36	720	211	3.204
		Oedom.		127	1.270	56	672	68	1.224	138	2.760	389	5.926
Tempo (anos) com drenos		Piez.		0,95		0,98		0,93		1		3,86	
		Oedom.		0,92		1		0,96		0,97		3,85	
Tempo (anos) sem drenos		Piez.		1,96		7,37		17,29		8,78		35,4	
		Oedom.		30,08		32,92		52,47		49,60		165,07	

Quanto ao tempo de adensamento da camada de argila na situação com e sem a utilização de geodrenos, os resultados mostram a vantagem na utilização de geodrenos em termos de tempo para obtenção do grau de adensamento pretendido.

Quanto mais espessa a camada, maior será a distância de drenagem vertical, o que irá favorecer a drenagem horizontal, resultando em um maior ganho de tempo com o uso dos geodrenos. Então, o tempo para obtenção do grau de adensamento pretendido é diretamente proporcional à espessura da camada.

As Figuras 6 e 7 apresentam o desenho esquemático da implantação da malha para o Trecho 1, considerando resultados de coeficiente de adensamento obtidos em ensaios oedométricos e ensaios de piezocone, respectivamente. Nesse trecho, verificou-se grande diferença na quantidade de drenos calculada pelos dois ensaios. Comportamento semelhante foi encontrado para o Trecho 4.

Figura 6 ▶

Desenho esquemático de implantação da malha calculada (em metros) para coeficientes de adensamento obtidos a partir de ensaios oedométricos.
 Fonte: dados da pesquisa

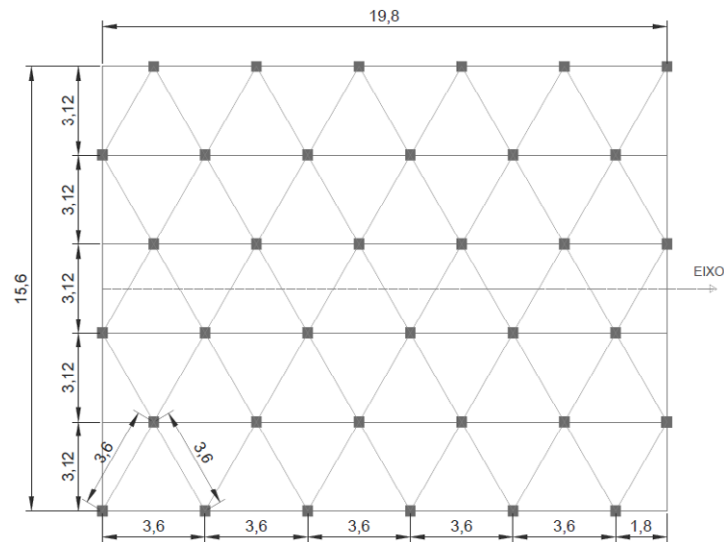
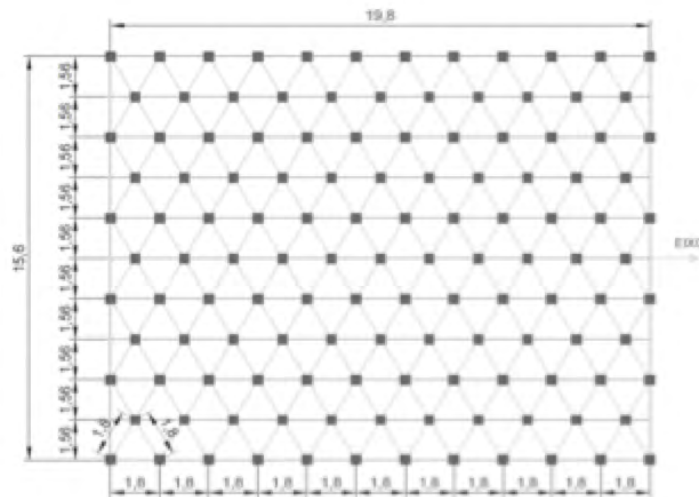


Figura 7 ▶

Desenho esquemático de implantação da malha calculada (em metros) para coeficientes de adensamento obtidos a partir de ensaios de piezocone.
 Fonte: dados da pesquisa



Para toda a área estudada, foram calculados 211 drenos, totalizando 3.204 m de comprimento, considerando os coeficientes de adensamento obtidos nos ensaios oedométricos. No entanto, considerando os coeficientes de adensamento obtidos nos ensaios de piezocone, foram obtidos 389 drenos e 5.926 m de comprimento. Comparando-se esses resultados, verifica-se uma diferença de cálculo de 178 drenos e 2.722 m. Essa diferença influencia diretamente nos custos da obra (custo unitário do geossintético, mão de obra e tempo de execução).

Madeira (2016) realizou análise de viabilidade técnica e econômica de duas soluções para construção em solos moles. Para a composição do geotêxtil, o autor considerou geotêxtil não tecido (resistência bidirecional: 20 kN/m / densidade: 300 g/mJ / espessura: 2,3 mm / largura: 2,15 m), com custo de 6,28 R\$/m².

Tendo como base os custos considerados por Madeira (2016), pode-se comparar os custos relativos ao geodreno para os dois ensaios. Com os coeficientes de adensamento obtidos nos ensaios piezométricos, o custo com geodreno foi de R\$ 20.121 e nos ensaios oedométricos, o custo foi de R\$ 37.215. Essa diferença aumenta quando se inclui os custos

de instalação (equipamento e mão de obra). É importante também incluir no projeto os custos para realização dos ensaios oedométricos e de piezocone.

As Figuras 8 e 9 indicam que os resultados para espaçamento e número de drenos foram muito próximos para os Trechos 2 e 3 nos dois ensaios realizados, mas nos Trechos 1 e 4 os valores não foram semelhantes.

Figura 8 ▶

Espaçamento entre os drenos para os quatro trechos.

Fonte: dados da pesquisa

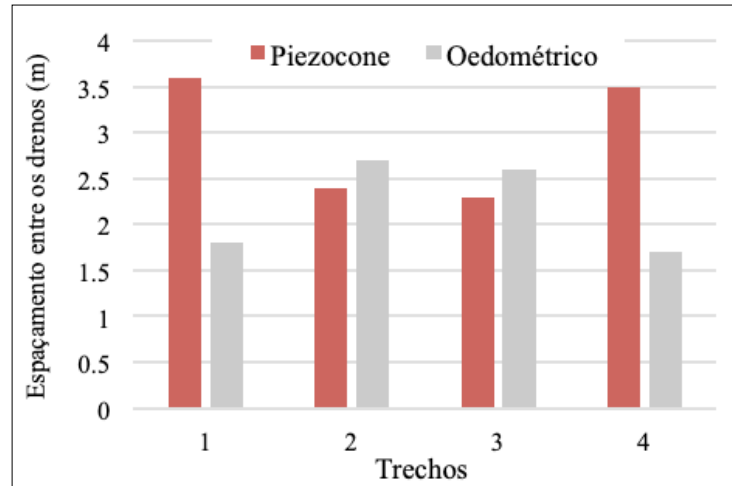
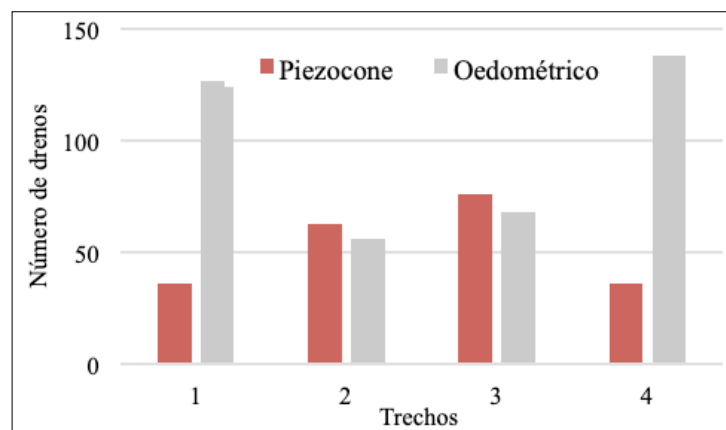


Figura 9 ▶

Número de drenos calculados para os quatro trechos

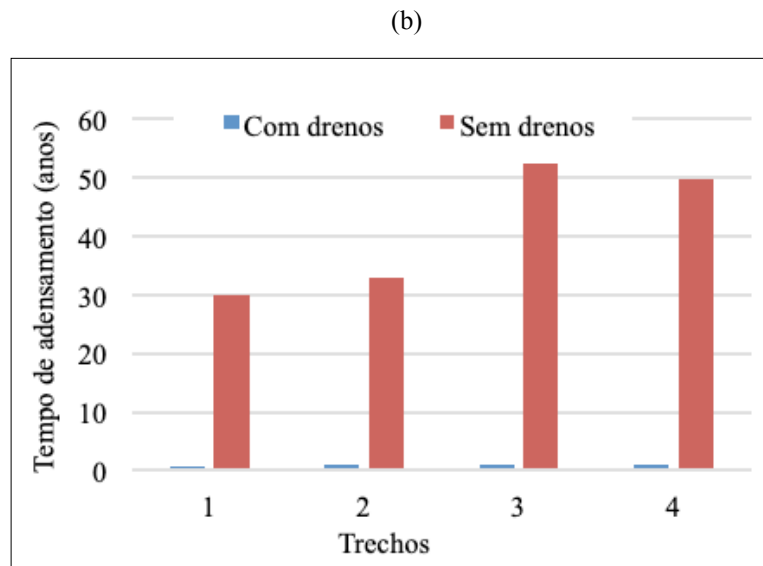
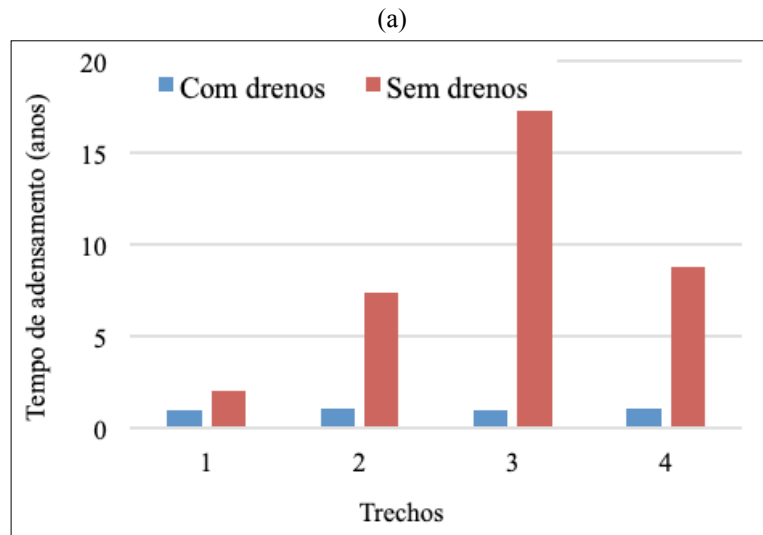
Fonte: dados da pesquisa



Para os Trechos 1 e 4, que possuem um maior espaçamento entre os drenos, foi necessário menor quantidade de drenos. Devido à divergência entre os resultados obtidos a partir dos ensaios de piezocone e oedométrico, é recomendado que sejam avaliadas a perturbação das amostras e os procedimentos dos ensaios oedométricos que podem comprometer a qualidade da amostra. Também se recomenda analisar as questões econômicas e logísticas para que sejam decididos pelo projetista os parâmetros geotécnicos mais adequados para serem utilizados no dimensionamento do sistema de drenagem vertical em solos moles.

As Figuras 10a e 10b mostram o tempo de adensamento para os quatro trechos estudados, considerando o uso de drenos e o não uso. Notou-se um acentuado ganho de tempo com o uso de drenos, reduzindo o tempo de adensamento da camada de solo de vários anos para o tempo desejado de um ano, viabilizando construções sobre o aterro. Os valores encontrados tornam evidente a eficiência no uso dos geodrenos como solução de construção de obras em solo mole.

Figura 10 ▶
 Tempo de adensamento em anos com e sem uso de drenos para os quatro trechos a partir do: (a) ensaio de piezocone; (b) ensaio oedométrico.
 Fonte: dados da pesquisa



5 Conclusões

Os resultados do dimensionamento dos geodrenos demonstram que para os Trechos 2 e 3 os valores de espaçamento encontrados nos ensaios oedométricos e de piezocone foram semelhantes, variando em torno de 2,5 m. Para os Trechos 1 e 4, os valores para o espaçamento foram maiores para o ensaio de piezocone e menores para o oedométrico.

Os geodrenos se mostraram mais eficazes quanto maior o valor do coeficiente de adensamento horizontal, aumentando o espaçamento entre os drenos e, conseqüentemente, reduzindo o número de drenos necessários para obtenção do resultado desejado.

Os resultados mostram vantagem na utilização de geodrenos em termos de tempo para obtenção do grau de adensamento pretendido. Quanto mais espessa foi a camada, maior foi a distância de drenagem vertical, o que favorece a drenagem horizontal, resultando em um maior ganho de tempo adquirido com o uso dos geodrenos.

Notou-se que os valores para o tempo de adensamento sem utilização de drenos foram muito maiores para o ensaio oedométrico do que para o ensaio de piezocone. Esse resultado pode ser explicado devido à diferença entre os valores dos coeficientes de adensamento vertical obtidos através dos ensaios. A partir do ensaio oedométrico, o coeficiente de adensamento vertical médio é cerca de 10 vezes menor que o obtido pelo ensaio de piezocone. Quanto menor o coeficiente de adensamento vertical, menor será a velocidade em que a água irá percorrer a camada de argila verticalmente, favorecendo a drenagem horizontal e, portanto, será observada uma maior vantagem em termos de tempo de adensamento na utilização de drenos verticais.

Devido à divergência entre os resultados obtidos a partir do ensaio de piezocone e do ensaio oedométrico, é recomendado que sejam avaliadas as questões de perturbação das amostras para o ensaio de laboratório e os procedimentos dos ensaios, para que sejam decididos pelo projetista os parâmetros geotécnicos mais adequados para utilização no dimensionamento do sistema de drenagem vertical em solos moles.

O uso de geodrenos mostrou-se eficiente, pois apresentou resultados favoráveis em relação ao tempo de adensamento da camada de solo mole, reduzindo significativamente esse tempo e viabilizando uma obra no local estudado.

Referências

ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

BELLO, M. I. M. C. V. **Parâmetros geotécnicos e banco de dados de argilas moles: o caso de Suape**. 2011. 320 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2011.

BELLO, M. I. M. C. V.; COUTINHO, R. Q.; NORBERTO, A. S. Evaluation of Sample Quality and Correction of Compressibility and Strength Parameters – Experience with Brazil Soft Soils. **Soils and Rocks**, v. 42, n. 3, p. 245-263, 2019. DOI: <https://doi.org/10.28927/SR.423245> .

BERGADO, D. T.; MANIVANNAN, R.; BALASUBRAMANIAM, A. S. Proposed Criteria for Discharge Capacity of Prefabricated Vertical Drains. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 14, n. 9, p. 481-505, 1996. DOI: [https://doi.org/10.1016/S0266-1144\(96\)00028-3](https://doi.org/10.1016/S0266-1144(96)00028-3) .

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Projetos básico e executivo de engenharia para as obras de restauração, manutenção e conservação de rodovia C.R.E.M.A. 2ª ETAPA**. Brasília, DF: DNIT, 2013. Disponível em: <https://portal.antt.gov.br/documents/359170/fb2c76cb-6531-018b-833b-8ccea556eaf0> . Acesso em: 1 jun. 2018.

HANSBO, S. Experience of consolidation process from test areas with and without vertical drains. *In*: INDRARATNA, B.; CHU, J. **Ground Improvement — Case Histories**. Amsterdam: Elsevier, 2005. cap. 1, p. 3-49. (Elsevier Geo-Engineering Book Series, v. 3). DOI: [https://doi.org/10.1016/S1571-9960\(05\)80004-7](https://doi.org/10.1016/S1571-9960(05)80004-7) .

HANSBO, S.; JAMIOLKOWSKI, M.; KOK, L. Consolidation by vertical drains. **Géotechnique**, v. 31, n. 1, p. 45-66, 1981. DOI: <https://doi.org/10.1680/geot.1981.31.1.45> .

HOLTZ, R. D.; JAMIOLKOWSKI, M. B.; LANCELLOTTO, R.; PEDRONI, R. **Prefabricated Vertical Drains: Design and Performance**. Oxford: Butterworth-Heinemann, 1991.

JAMIOLKOWSKI, M.; LADD, C. C.; GERMAINE, J. T.; LANCELLOTTA, R. New developments in field and laboratory testing of soils. *In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, 11., 1985, San Francisco. **Proceedings** [...]. Londres: International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 1985. v. 1, p. 57-153. Disponível em: <https://www.issmge.org/publications/publication/new-developments-in-field-and-laboratory-testing-of-soils> . Acesso em: 10 maio 2017.

MADEIRA, H. U. R. **Estudo de viabilidade técnica e econômica para projeto geotécnico de aterro sobre solo mole – aplicação ao caso do trecho rodoviário Ramo 300, Barra da Tijuca, Rio de Janeiro**. 2016. 65 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016. Disponível em: <http://www.repositorio.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10016706.pdf> . Acesso em: 12 out. 2017.

OLIVEIRA, H. M.; ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. Aplicações em Adensamento de Solos Compressíveis. *In: VERTEMATTI, J. C. (coord.). Manual Brasileiro de Geossintéticos*. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2015. p. 357-380.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1943. DOI: <http://dx.doi.org/10.1002/9780470172766> .