

Soft Soil Brazilian Review

04
Modelagem geotécnica do melhoramento do solo mole. Engenhosidade e determinação.

12
A modelagem geotécnica do melhoramento do solo mole e a teoria da expansão de cavidades.

26
A modelagem geotécnica do melhoramento do solo mole e a modificação do solo.

36
A modelagem geotécnica do melhoramento do solo mole e a teoria da homogeneização.

52
A Modelagem Geotécnica do melhoramento do solo mole com geoenrijecimento.

44 Consulta

Na maioria das situações de projetos de melhoramento de solo, não podemos controlar a trajetória de tensões. Como fazer previsões em um caso específico?



MODELAGEM GEOTÉCNICA
DO
*Melhoramento do Solo Mole.
Engenhosidade e Determinação.*

pág.04



Modelagem é parte implícita em todo e qualquer projeto de engenharia. Muitos engenheiros, no entanto, fazem suposições, em seus serviços, sem saber que são modelagens. Por outro lado, é comum fazermos modelagens numéricas, sem conhecer aproximações e suposições implícitas e, menos ainda, seus modelos constitutivos. Trabalhei muitos anos tentando desenvolver, com especialistas, modelos numéricos que pudessem reproduzir o melhoramento do solo mole, com geoenrijecimento (CPR Grouting), de modo a poder viabilizar esta incrível solução, suas possibilidades e, claro, patenteá-la. Valeu a pena pois, todas as soluções de "melhoramento de solos moles", que eram referências, à base de colunas, via transferência de cargas, que nada tem a ver com a teoria da consolidação das argilas saturadas, tornaram-se alternativas pouco específicas, por que são inerentes a processos de fundação e não de melhoramento de solos moles. É surpreendente saber que, da mesma forma que o diálogo é a fala que faz interagir 2 ou mais pessoas a modelagem, cada vez mais, torna-se a linguagem entre engenheiros, particularmente geotécnicos. Nesta edição da SSBR, podemos ressaltar esta situação e, particularmente, os princípios da modelagem e a geotecnia das argilas moles restrito aos modelos constitutivos, disponíveis nos programas de elementos finitos PLAXIS, entendendo que são os mais utilizados. Fica claro que um modelo é a simplificação apropriada da realidade. É interessante observar que, partes da técnica do me-

lhoramento do solo mole, nasceram do empirismo, com o trabalho contínuo com argilas moles, associando-se procedimentos empíricos a modelos de mesma natureza, distinção um tanto semântica. Todos os procedimentos, claro, foram cancelados com testes que evidenciaram total sucesso na consolidação das argilas moles – muito mole e até ultras moles. Procuramos apresentar a modelagem constitutiva, desmitificando-a, na medida em que, via de regra, ainda é governada por equações que, em última análise, descrevem a ligação entre a contínua alteração tensão-deformação que ocorre no solo mole, baseado em quase 30 anos de observação experimental. Apresentamos todos os aspectos da modelagem do melhoramento do solo mole, com exemplos de alguns dos diferentes tipos de serviços pertinentes, em uso regular, observando-se que na análise do processo deformativo, ao se melhorar uma argila mole torna-se necessário promover a ligação entre tensões e deformações, na forma da escolha de um modelo constitutivo e, mais importante ainda, selecionando de maneira apropriada os valores dos parâmetros do modelo, sem o que, poder-se-á comprometer todo o trabalho. Observa-se, com tantos serviços realizados nestes últimos vinte e cinco anos, que cada análise resulta em diferentes trajetórias de tensões efetivas, exigindo diferentes recursos do modelo para se obter o resultado desejado.

Boa leitura.
Eng. M.Sc Joaquim Rodrigues



SOFT SOIL BRAZILIAN INSTITUTE

Rua Correia de Araújo, 131- Barra da Tijuca
Rio de Janeiro/ RJ- Brasil- CEP 22611-070
Tel: (21) 31543250

EDIÇÃO

DIRETOR EDITORIAL

Eng° Joaquim Rodrigues

DIRETORES ADJUNTOS

Eng° Thomas Kim

Eng° Roger Beligário

Engª Patricia Tinoco

PUBLICIDADE, ASSINATURA

Cleide Ferreira

EDITOR DE ARTE

Ágatha Braga

REPRINTS EDITORIAIS

Mariana Tati

FALE CONOSCO

 softsoilgroup.com.br

 @engegraut

 (21) 3154-3250

 atendimento@softsoilbrazilianinstitute.com.br

"Soft soil Brazilian Review" é uma revista

digital com publicação bimestral

Receba notificação de nossa revista.

Inscreva-se em:

atendimento@softsoilbrazilianinstitute.com.br

com.br



A PRIMEIRA E ÚNICA REVISTA DIGITAL GEOTÉCNICA ESPECIALIZADA EM SOLOS MOLES.

26

EDIÇÃO - NOV - DEZ - 2022
softsoilbrazilianinstitute.com.br

Sumário

Modelagem geotécnica do melhoramento do solo mole. Engenhosidade e determinação. **04**

Joaquim Rodrigues

A modelagem geotécnica do melhoramento do solo mole e a teoria da expansão de cavidades. **12**

Mariana Montebello

A modelagem geotécnica do melhoramento do solo mole e a modificação do solo. **26**

Thomas Kim

A modelagem geotécnica do melhoramento do solo mole e a teoria da homogeneização **36**

Roger Belizário

A Modelagem Geotécnica do melhoramento do solo mole com geoenrijecimento. **52**

Patricia Karina



Capa



Uma das etapas fundamentais, na análise geotécnica por elementos finitos, é a escolha adequada tanto do modelo constitutivo, como dos valores de seus parâmetros, de modo a se obter uma análise realística. Cada obra geotécnica resulta em diferentes trajetórias de tensões efetivas e, portanto, exigem recursos diferenciados para se obter o resultado correto. Um dos grandes problemas, é que nenhum dos modelos de solos comercialmente disponíveis, implementados no código de elementos finitos, foram adequadamente validados para a condição dos solos moles brasileiros obrigando-nos, na seleção do modelo, a acreditar ou desconfiar nas recomendações do manual do software. Haja engenhosidade e determinação.

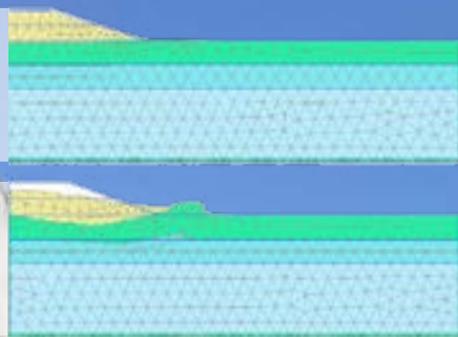
Seções

Editorial **02**

Consulta **44**

Modelo de Mohr-Coulomb, com parâmetros de resistência efetiva: Sem rutura (estável)

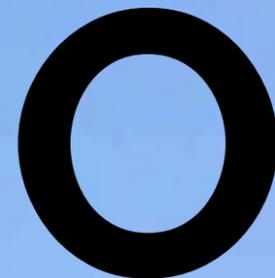
Modelo de Mohr-Coulomb, com parâmetros de resistência efetiva: Com rutura (instável)



A MODELAGEM GEOTÉCNICA DO MELHORAMENTO DO SOLO MOLE. ENGENHOSIDADE E DETERMINAÇÃO.

Modelagem é a simplificação dos problemas pertinentes à condição real. Na geotecnia, é uma importante ferramenta utilizada em todos os processos de análise e projeto, podendo variar de modelos constitutivos de solos, que descrevem seu comportamento, a modelos experimentais e inteligentes, que simulam a condição geotécnica sob vários estados de carregamentos e de ambientes. Problemas complexos, podem ser analisados utilizando-se técnicas numéricas, como diferenças finitas e métodos de elementos discretos e finitos. A modelagem preocupa-se em formalizar soluções para a condição real, envolvendo aproximações que são, essencialmente, a simplificação da realidade. A modelagem geotécnica é, geralmente, bem mais complexa do que a empregada em sistemas estruturais, que utiliza materiais como aço, concreto, plásticos e compósitos. As propriedades do solo são incertas, na medida em que sua composição é inconstante variando, drasticamente, de um lugar para outro. Os métodos tradicionais, utilizados em análises e projetos geotécnicos, utilizam informações do comportamento e propriedades do solo, como sua resistência, rigidez e interações. Solos argilosos saturados, por sua vez, comportam-se como material plástico, sendo facilmente moldado na mão, na medida em que seu teor de umidade responde pelo desempenho de sua resistência, e sua resposta tensão-deformação não é linear, comportando-se de maneira bem complexa (elasto-visco-plástico).

Figura 1: Melhoramento do solo, com geoenrijecimento com CPR Grouting, iniciando-se a cravação de geodrenos para viabilizar a construção de empreendimento logístico com 8.000m².



necessário comportamento tensão-deformação-resistência, depende do tipo de argila mole, da pressão confinante, do índice inicial de vazios e do histórico de tensões, que influencia sua compressibilidade e a estabilidade da obra geotécnica. Este comportamento mecânico do solo mole, pode ser reproduzido, utilizando-se vários modelos constitutivos (tensão-deformação) para imitar os diversos aspectos do comportamento do solo.

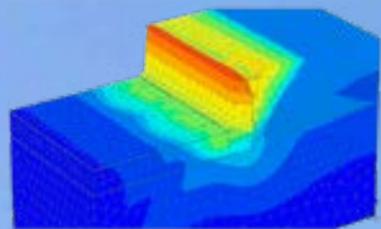


Figura 2: Melhoramento do solo, com CPR Grouting, iniciando-se a cravação dos geodrenos, de modo a viabilizar escavação para dois subsolos de um shopping.

A modelagem numérica

Solo é um material complicado, que atua de maneira não linear, bem abaixo da condição de rutura e, geralmente, muito dependente do tempo e anisotrópico, quando submetido a tensões, evidenciando três atividades diferenciadas para carregamento, descarregamento e recarregamento. Submete-se a deformações plásticas, é inconsistente na dilatância (alteração de volume) e, conceitualmente, sua rigidez, nas pequenas deformações, é considerada constante para pequenos valores de deformação acima do nível de 0,001 a 0,002%. Valores de deformações abaixo, o solo comporta-se elasticamente.

Brinkgreve (2005) apresenta, com bastante detalhes, cinco condições básicas do comportamento do solo. A primeira é a influência da água, no que der respeito as tensões efetivas e à poropressão. A segunda, são os 7 elementos:

- 01 Nível de tensões
- 02 Nível de deformações
- 03 Densidade
- 04 Permeabilidade
- 05 Nível de consolidação
- 06 Rigidez (rigidez anisotrópica)
- 07 Trajetória de tensões (carregamento e descarregamento)

A terceira condição, destaca a rigidez irreversível, como resultado do carregamento. A quarta discute a resistência do solo e suas causas inerentes, como a velocidade do carregamento, idade, densidade, comportamento não drenado, nível de consolidação e resistência anisotrópica. Outros fatores pertinentes são a dilatância (alteração de volume) e a memória da tensão de pré-consolidação. Um aspecto importante é seu complicado estado de rutura, no estado tridimensional de tensões, a partir de uma condição de carregamento, onde são desenvolvidos inúmeros critérios demonstrativos.



Figura 3: Melhoramento do solo, para ampliação de empreendimento logístico. Nesta etapa, nota-se o tubo que adentra no solo para formação dos bulbos de compressão radial.

gularidade. O segundo critério, sugere a avaliação experimental dos modelos de solos, com relação à sua adequabilidade, para adaptar-se aos dados experimentais, a partir de diversos testes disponíveis e sua facilidade para obter os parâmetros desejados. O critério final é uma avaliação numérica e computacional dos modelos, em relação a facilidade do que pode ser suplementado no cálculo.



Figura 4: Melhoria do solo, com presença de argilas moles, em empreendimento logístico.

Alguns modelos constitutivos básicos e práticos de solos, apresentados por Blinkgreve (2005), são a Lei de Hooke, Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Duncan-Chag ou hiperbólico (modelo), Cam Clay (modificado), Solo mole Plaxis (creep) e o modelo Plaxis Hardening. Em resumo, a modelagem numérica é largamente utilizada na engenharia geotécnica, com o objetivo de ajudar a compreender as respostas da futura obra geotécnica. No mercado, há diversos softwares comerciais para lidar com diferentes problemas geotécnicos.

Modelos Constitutivos

Existe um grande número de modelos constitutivos no mercado que descrevem, praticamente, todos os aspectos do comportamento do solo, em especial a argila mole. O desempenho tensão deformação mais simplório disponível é a lei de Hooke, da elasticidade linear isotrópica. Existem quatro parâmetros do solo, considerando-se o modelo elástico, são eles o módulo elástico E , o coeficiente de Poisson ν , o módulo volumétrico K , e o módulo de cisalhamento G , sendo que dois, apenas, são necessários para especificar, integralmente, o solo, como por exemplo o E e o ν . O modelo elástico linear, em sua forma simples, é muito rústico ou insuficiente para representar as características essenciais representativas do solo, já que sua atuação é completamente não linear e anisotrópica. Muitas vezes modela-se como elasto-plástico, embora seu comportamento, na realidade, seja bem mais complexo. Para modelarmos um desempenho elasto-plástico de um solo torna-se necessário, primeiro, selecionar a idealização de sua plasticidade. A figura abaixo evidencia, em A, a idealização de um solo plástico, perfeitamente elástico. A parte inicial da curva tensão-deformação do solo



Geotechnical Analysis SIG: Simulating Soil Lab Tests for PLAXIS Soil Model Parameters



Micha van der Sloot
Technical Support Manager
Bentley Systems, Inc.

PLAXIS: Simulating Soil Lab Tests

www.bentley.com

Dear User,

When conducting laboratory test results – such as Triaxial and Oedometer tests – you want to make sure that the behavior of your chosen constitutive soil model captures the test result data. With the SoilTest feature, PLAXIS offers a quick and simple method to simulate these lab tests and verify the model behavior. To learn more, this Geotechnical Special Interest Group virtual workshop is a must see!

The agenda for the one-hour session encompasses:

- How to start a soil lab simulation
- Optimizing your model parameters to replicate real-life behavior
- After optimizing, how to quickly update the soil material definition in PLAXIS

The Geotechnical Analysis SIG is open to all Bentley users, so invite your colleagues!

Geotechnical Analysis SIGs – complimentary virtual workshops to keep you working optimally!



Figura 5: Monitoramento do melhoramento do solo mole, com tomografia do solo por imagem (TSI), de modo a levantar os parâmetros de resistência e rigidez, antes do início dos serviços, para ampliação de empreendimento logístico.

é linear e elástica até começar a escoar. O solo, então, continua a deformar com tensão de escoamento constante. Na figura (em B), evidencia-se a idealização de um modelo de solo linear-elástico strain-hardening-plastic. Após o ponto de escoamento, a curva tensão-deformação ainda é linear, mas inclinada (a tensão de escoamento não é constante). Em C, evidencia-se a idealização de um modelo de solo rígido perfectly-plastic, sem deformação até encontrar a tensão de escoamento.

Como se vê, as idealizações não são exatamente o que se vê na prática, ou seja, a complexidade é bem maior. Uma descrição realística do comportamento tensão-deformação elasto-plástico de um solo exige quatro relações, conforme abaixo à esquerda:

1 Função escoamento para descrever conceito de tensão de escoamento em duas ou três dimensões.

2 Relação entre as direções do incremento de deformação plástica principal e tensões principais.

3 Regra de fluxo que descreve as intensidades relativas das deformações plásticas incrementadas durante o escoamento.

4 Lei do endurecimento, que relaciona a quantidade de solo consolidado e a ocorrência da deformação plástica.

As equações do equilíbrio e da compatibilidade deformativa para um solo estão bem estabelecidas. Assim, para se avaliar o processo deformativo de uma obra geotécnica, torna-se necessário estabelecer uma ligação entre tensões e deformações na forma de um modelo constitutivo. Uma das principais aplicações, da modelagem geotécnica, seja técnica, numérica, ou física, é avaliar os problemas da interação solo-estrutura, que tendem a serem causadas pela rigidez ou pelas propriedades da deformação do solo. A modelagem constitutiva das propriedades deformativas pré-rutura é, portanto, de vital importância.

Características do comportamento do solo

A modelagem geotécnica numérica, combina leis indiscutíveis do equilíbrio e compatibilidade – continuidade dos campos de deslocamentos, através das relações constitutivas que relaciona as alterações na carga às consequentes deformações em gradientes de deslocamentos provocados. Dever-se-á entender algumas das características do comportamento mecânico do solo, de modo a podermos modelá-lo, incluindo a influência da taxa de deformação em seu comportamento, onde a preocupação principal será

com a lenta deformação desenvolvida na argila mole. Por outro lado, a necessidade do melhoramento do solo mole, obriga conhecer procedimentos numéricos e modelos constitutivos especialmente formulados e adaptados para lidar com grandes deformações, consequência do intenso processo de compressão imposta neste importante trabalho. Por outro lado, as alterações de volume impostas ao solo saturado exigem a movimentação da água em seus poros, controlada e limitada por sua permeabilidade. A reposta não drenada do solo é, quase sempre, importante na medida em que sua impermeabilidade impede fluxos d'água. Deformação não drenada implica em deformação a volume constante (a compressibilidade da poropressão é, usualmente, desprezível) e, portanto, uma simples distorção, com alterações da forma, mantendo-se as dimensões originais. Assim, é conveniente dividir a deformação do solo em compressão (alteração do volume) e distorção (alteração da forma), escolhendo os consequentes incrementos variáveis de deformação. O princípio da tensão efetiva, deixa claro que controla o comportamento deformativo do solo.

REFERÊNCIAS

- Joaquim Rodrigues é engenheiro geotécnico M.Sc. formado no Rio de Janeiro em 1977 e pós-graduado pela COPPE na Universidade Federal do Rio de Janeiro. Diretor do Soft Soil Group e da Engenraut Geotecnia e Engenharia, associada à ABMS e ao American Society of Civil Engineers desde 1994. Desenvolveu duas técnicas de melhoramento de solos moles, sendo motivo de patente o GEO-ENRIJECIMENTO, utilizada hoje em todo o Brasil. Possui experiência de mais de 1 milhão de metros quadrados em melhoramento de solos moles.
- Eng. M.Sc. Alessandro Cirone, Projeto, Execução e Controle do CPR Grouting.
- Andréasson, B. (1979). Deformation characteristics of soft, high-plastic clays under dynamic loading conditions. PhD thesis, Chalmers University of Technology, Gothenburg, Sweden.
- Barnes, G. (1995). Soil mechanics: principles and practice. Macmillan Press Ltd.
- Bjerrum, L. (1973). Problems of Soil Mechanics and construction on soft soils. State of the art report to Session IV, 8th ICSMFE, Moscow. NGI Publication No. 100.
- Dafalias, Y. F. (1986). An anisotropic critical state soil plasticity model. Mechanics Research Communications, 13(6), 341-347.
- Gras, J.-P., Sivasithamparam, N., Karstunen, M. & Dijkstra, J. (2017a). Permissible range of model parameters for natural fine-grained materials. Acta Geotechnica. DOI 10.1007/s11440-017-0553-1.
- Gras, J. P., Sivasithamparam, N., Karstunen, M., & Dijkstra, J. (2017b). Strategy for consistent model parameter calibration for soft soils using multi-objective optimisation. Computers and Geotechnics 90: 164-175.
- Grimstad, G., Degado, S. A., Nordal, S., & Karstunen, M. (2010). Modeling creep and rate effects in structured anisotropic soft clays. Acta Geotechnica, 5(1), 69-81.
- Karstunen, M., Sivasithamparam, N., Brinkgreve, R.B.J & Bonnier P. (2013). Modelling ratedependent behaviour of structured natural clays. Proc. International Conference on Installation Effects in Geotechnical Engineering, Rotterdam, NL, 23-27 March 2013.
- Koskinen, M., Karstunen, M., and Wheeler, S.J. (2002). Modelling destructuration and anisotropy of a natural soft clay. In: Proc. 5th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE 2002), Paris, 4-6 September, Edited by P. Mestat. Presses de l'ENPC, Paris. pp. 11-20.
- Leoni, M., Karstunen, M., & Vermeer, P. A. (2008). Anisotropic creep model for soft soils. Géotechnique 58(3), 215-226
- Obrzud, R. F. (2010). On the use of the Hardening Soil Small Strain model in geotechnical practice. Numerics in Geotechnics and Structures (Eds. Zimmermann, Truty & Podleś). Elmepress International.
- Perzyna, P. (1963). The constitutive equations for work-hardening and rate sensitive plastic materials. Proceedings of the Vibration Problems Warsaw, Vol. 3, pp. 281-290.
- Schanz, T., Vermeer, P. A., & Bonnier, P. G. (1999). The hardening soil model: formulation and verification. Proceedings of the International Symposium "Beyond 2000 in Computational Geotechnics", pp. 281-296.
- Sivasithamparam, N., Karstunen, M., & Bonnier, P. (2015). Modelling creep behaviour of anisotropic soft soils. Computers and Geotechnics 69, 46-57.
- Sivasithamparam, N., Karstunen, M., Brinkgreve, R.B.J & Bonnier P. (2013). Comparison of two anisotropic rate dependent models at element level. Proc. International Conference on Installation Effects in Geote-



A MODELAGEM GEOTÉCNICA DO MELHORAMENTO DO SOLO MOLE COM GEOENRIJECIMENTO. A TEORIA DA EXPANSÃO DE CAVIDADES.

Figura 1: Melhoramento do solo em área portuária fluvial, de modo a receber muro gabião e aterro, estabelecendo-se um extenso cais portuário.



O melhora-mento do solo mole é feito pelo bombeamento de bulbos de geogROUT sob pressão, via expansão de cavidades, em incrementos constantes de volume, para que o material forme um bulbo compacto, com zero mobilidade, provocando o adensamento das camadas de solo, sequencialmente sem fraturá-las. A massa de geogROUT, bombada, aplica tensões radiais no solo ao seu redor, afetando uma área cuja extensão está relacionada ao diâmetro do bulbo. Este processo pode ser idealizado pela teoria da expansão de cavidades, com forme mostrado na Figura 2, aproximando-se o bulbo à uma esfera de raio a , que se expande sob a ação de uma pressão interna p . Longe da cavidade, o solo permanece na condição geostática, com tensões que são iguais em todas as direções ($\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = p_0$).

Conhecendo-se os parâmetros da resistência e rigidez do solo, é fácil obter diagramas de tensões e poropressões, resultantes da expansão do bulbo de geogROUT. A solução do problema pode ser obtida analiticamente, como se segue.

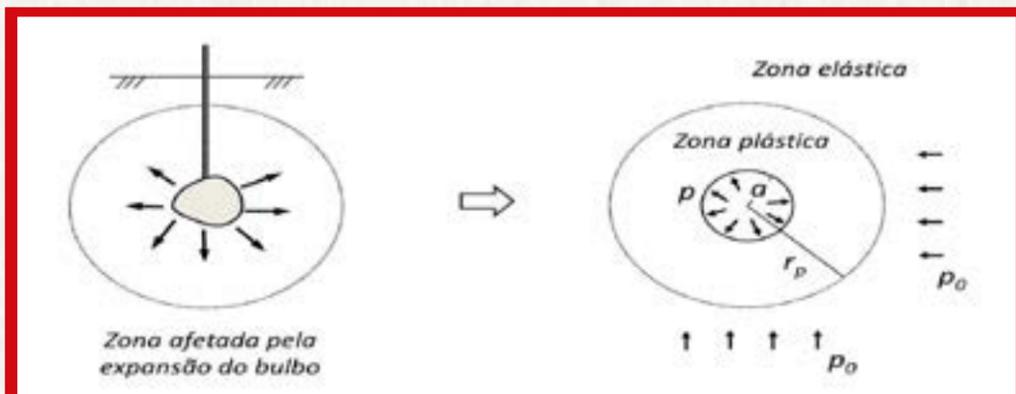


Figura 2: A expansão de um bulbo produz tensões radiais no solo que podem ser idealizadas pela teoria de expansão de cavidade.

Condição geral

A Figura 2 apresenta o caso da expansão de uma cavidade esférica, dentro de um meio infinito, submetido a um estado isotrópico de tensões (p_0). Devido à simetria, ocorrem tensões (σ_r, σ_θ) e deformações (c_r, c_θ) apenas na direção radial e circunferencial. Conforme a pressão interna, p , torna-se superior à p_0 , a cavidade se expande, aumentando seu raio, a .

As tensões geradas pela aplicação de um acréscimo de pressão interna são determinadas pelas condições de equilíbrio, controrno e compatibilidade, que se traduzem pelas equações:

Equilíbrio:

$$\frac{\sigma \sigma_r}{\partial r} + 2 \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0$$

Condições de contorno:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= p, & r &= a \\ \sigma_r &= \sigma_\theta = p_0, & r &= \infty \end{aligned}$$

Compatibilidade:

$$c_r = \frac{\partial x}{\partial r}, \quad c_\theta = \frac{x}{r}, \quad \gamma = c_r - c_\theta$$

onde x é o deslocamento radial.

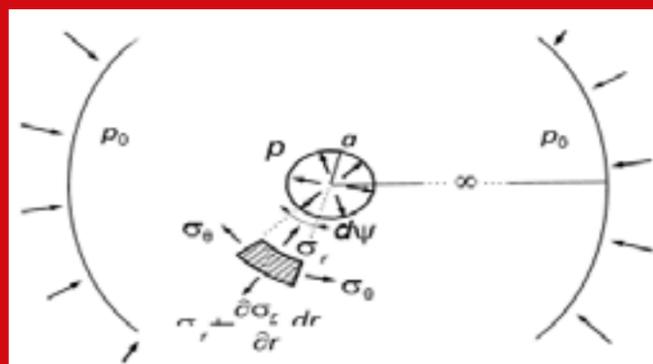


Figura 2: Expansão de uma cavidade esférica dentro de um meio elástico-perfeitamente plástico, submetido a um estado isotrópico de tensões.

Expansão de um bulbo em meio elástico-perfeitamente plástico

De um modo geral, o solo se deforma elasticamente até o limite de escoamento, onde tem início a fase da deformação plástica. De modo a representar este comportamento, assume-se um modelo elástico-perfeitamente plástico, com critério de ruptura de Tresca. Além disso, como no solo mole ocorrem condições não drenadas, no desenvolvimento da solução analítica, admite-se que o solo é incompressível (não varia de volume). Conforme o bulbo expande, a pressão no solo aumenta.

$$\frac{r_p}{a} = \sqrt[3]{\frac{G}{s_u}}$$

ta. Ao superar o valor de $p_p = p_0 + 4/3 s_u$, ao redor da cavidade, cria-se uma

zona de plástificação, delimitada pelo raio plástico, r_p . Em seu entorno, o solo atinge sua resistência máxima, s_u , apresentando excesso de poropressão elevada, sofrendo grandes deformações. O raio plástico pode ser calculado da seguinte maneira:

onde G é o módulo de cisalhamento e $\lambda_r = G/s_u$ é chamado índice de rigidez. A Figura 4, apresenta tensões geradas ao redor do bulbo, num solo elástico-perfeitamente plástico e incompressível.

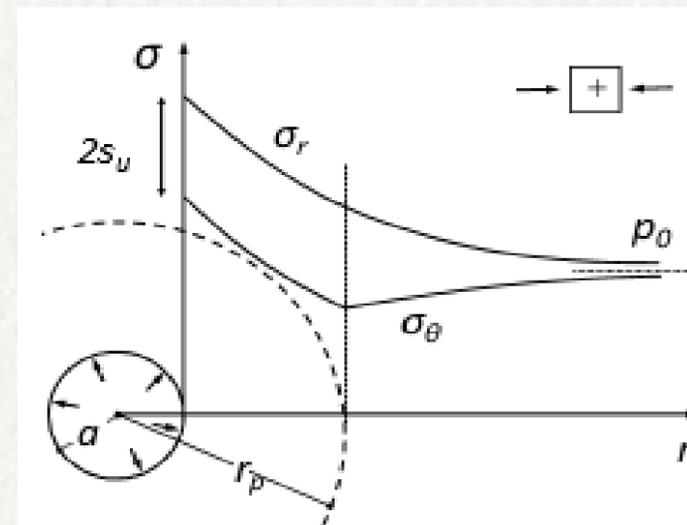


Figura 4: Tensões ao redor de um bulbo.

Dentro da zona plástica (Figura 1) as tensões totais são dadas por (Yu, 2000):

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= p - 4s_u \ln(r/a) \\ \sigma_\theta &= p - 2s_u [1 + 2 \ln(r/a)] \end{aligned} \right\} (a \leq r < r_p)$$



Figura 3: Em barragens de rejeito, para sua descaracterização, torna-se necessário melhorar o solo com georrijecimento, de modo a evitar instabilidades.

Dentro da zona plástica, as tensões e deformações no solo, são acompanhadas pela geração de poropressões, enquanto, externamente, o solo continua a comportar-se elasticamente (Figura 2) sem alterações na poropressão.

Com a deformação crescente entorno da cavidade, o solo atinge a ruptura e começa a deformar-se sob pressão constante, definida como pressão limite. Esta condição é atingida, quando a cavidade dobra seu raio, ou seja, sempre com o georrijecimento. Neste caso, a pressão entorno do bulbo, assume o valor:

$$p = p_0 + \frac{4}{3} s_u \left[1 + \ln \frac{G}{s_u} \right]$$

e o máximo excesso de poropressão ocorre na parede da cavidade:

$$\Delta u_c = \frac{4}{3} s_u \ln \frac{G}{s_u}$$

enquanto as poropressões

$$\Delta u = \Delta u_c - 4s_u \ln(r/a) \quad (a \leq r < r_p)$$

Na zona elástica não há desenvolvimento de poropressões e as tensões totais são dadas por:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= p_0 + (p_p - p_0) \frac{r_p^3}{r^3} \\ \sigma_\theta &= p_0 - (p_p - p_0) \frac{r_p^3}{2r^3} \end{aligned} \right\} (r \geq r_p)$$

Análise pelo modelo Cam Clay Modificado



Figura 5: Melhoramento do solo junto ao cais portuário de modo a melhorar a condição de estabilidade.

A análise, por este modelo, é mais complexa pois exige a integração numérica da equação de equilíbrio, (ver figura 2) descrita em termos de invariantes de tensão (p, q). Mais detalhes, podem ser encontrados nos trabalhos de Collins e Yu (1996), Yu (2000), Cao et al. (2001) e Silvestri e Abou-Samra (2011). As hipóteses básicas, formuladas anteriormente, permanecem válidas, como o, comportamento não drenado do solo, a cavidade esférica, o meio infinito e o estado isotrópico de tensões.

Soluções completas, contendo trajetórias de tensões totais e efetivas, gráficos de tensões ao redor da cavidade e aplicações específicas, para ensaios de campo, podem ser encontradas em Yu (2000), Cao et al. (2001) e Cirone (2016c). A seguir, apresenta-se uma formulação aproximada da situação, na qual a pressão de expansão e o máximo excesso de poropressão são estimados mediante expressões analíticas. Para isso, dentro da zona plástica ao redor da cavidade, assume-se que a tensão desviadora é constante. Tal aproximação, leva a um erro inferior a 5%. A pressão limite, resulta na expressão (Cao et al., 2001):

$$p = p_0 + \frac{2}{3} M p'_0 (R/2)^\Lambda \left(1 + \ln \frac{2G}{M p'_0 (R/2)^\Lambda} \right)$$

Enquanto o excesso de poropressão, máximo entorno da parede da cavidade, é dado por (Cao et al., 2001):

$$\Delta u_c = \frac{2}{3} M p'_0 (R/2)^\Lambda \ln \frac{2G}{M p'_0 (R/2)^\Lambda} + p'_0 [1 - (R/2)^\Lambda]$$

Onde:

- p_0 = tensão total de confinamento inicial
- p'_0 = $p_0 - u_0$ = tensão efetiva de confinamento inicial
- R = razão de sobreadensamento isotrópico
- $M = 3 - \sin \varphi'$ = inclinação da linha do estado crítico
- $\Lambda = (C_c - C_s) / C_c$, onde C_c e C_s são os índices de compressão e recompressão (ou inchamento), respectivamente

Para maior compreensão do significado destes parâmetros, aconselha-se a leitura do livro de Wood (1990). Quando a razão de sobreadensamento, R , torna-se igual a 2, a solução obtida pelo Cam Clay Modificado, coincide com a obtida pelo modelo elástico-perfeitamente plástico.

Adensamento radial

O emprego de drenos verticais, objetiva encurtar a distância de percolação para acelerar o processo de adensamento. O fluxo d'água passa a ser preferencialmente horizontal, em direção aos drenos, tornando-se radial. Outra vantagem é a maior permeabilidade do solo, na direção horizontal, que facilita a drenagem da água.

Para o dimensionamento, é suficiente estabelecer o tipo de malha e o espaçamento entre geodrenos. O adensamento, da camada mole, promovido pela combinação da drenagem vertical e horizontal, é dado pela equação proposta por Carrillo (1942)

$$(1 - U) = (1 - U_v)(1 - U_h)$$

Onde:

- U = grau de adensamento total
- U_v = grau de adensamento vertical
- U_h = grau de adensamento horizontal



Figura 6: Melhoramento do solo junto ao cais portuário de modo a melhorar a condição de estabilidade.

O grau de adensamento vertical, U_v , é calculado pela teoria de Terzaghi (1943)

$$T_v = \frac{\pi}{4} U_v^2 \quad U_v \leq 52,6\%$$

$$T_v = -0,085 - 0,933 \log_{10}(1 - U_v) \quad U_v > 52,6$$

onde o fator tempo, T_v , é definido em função do coeficiente de adensamento vertical, c_v , e da distância de drenagem, H_d , da seguinte forma:

$$T_v = \frac{c_v t}{H_d^2}$$

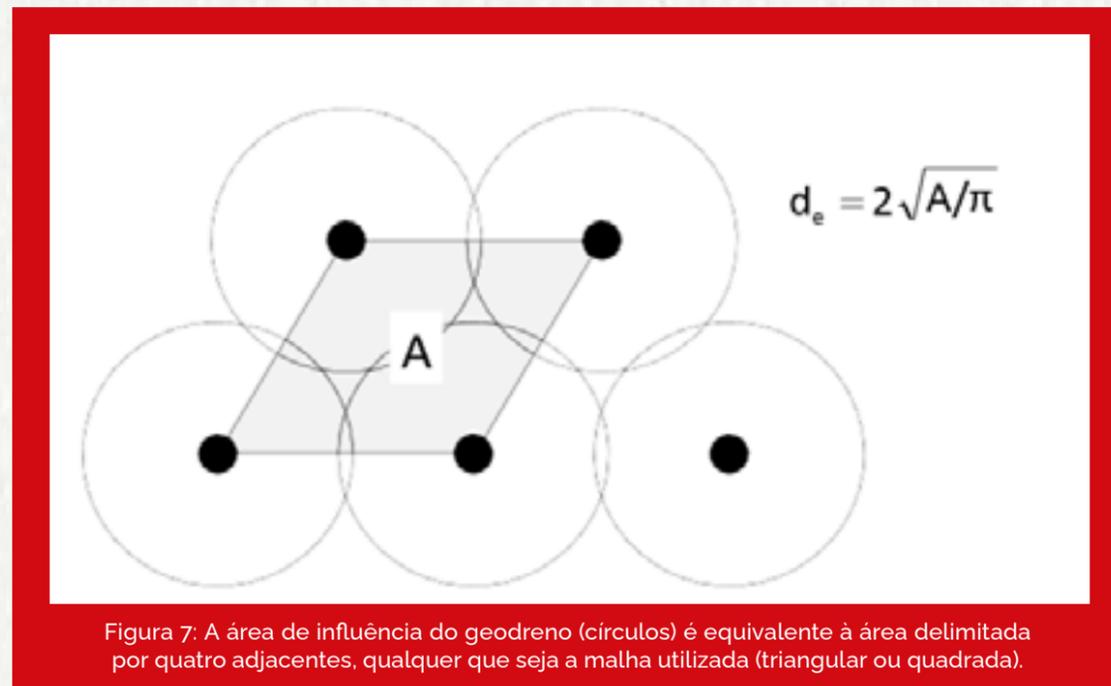
O grau de adensamento radial, U_h , pode ser calculado pela seguinte expressão (Rixner et al., 1986):

$$U_h = 1 - e^{-8T_h/F}$$

$$T_h = \frac{c_h t}{d_e^2}$$

- F = fator de "retardamento"
- d_e = diâmetro da área de influência de um dreno, que depende do espaçamento e da tipologia de malha utilizada.

Existem duas maneiras de analisar o adensamento puramente radial, calculando o fator F, de acordo com a solução original de Barron, porém adotando um coeficiente de adensamento modificado $c_h(e)$, considerando-se as perturbações ocorridas na cravação dos drenos (Saye, 2001). Outra é a solução obtida por Hansbo (1981), onde o fator F é função da densidade de geodrenos, da extensão da zona de amolgamento (smear zone) e da resistência hidráulica do geodreno (well resistance).



O método de Saye (2001)

Para avaliar os efeitos do amolgamento, devido à instalação dos geodrenos verticais, Saye definiu uma razão de espaçamento modificada $n' = d_e / d_m$, com d_m estimado com base no perímetro equivalente, do conjunto mandril/âncora. A Figura 8, mostra o sistema de instalação utilizado para cravação dos geodrenos no geoenrijecimento. Neste caso, a área da âncora é maior que a área do mandril, por isso, o diâmetro efetivo deve ser calculado com base na projeção da âncora, pois trabalha dobrado. Assim, obtém-se $d_m=0.134m$.

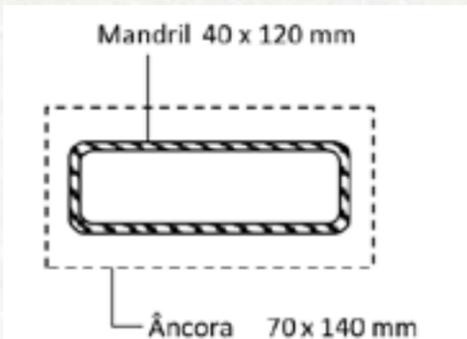


Figura 8: Dimensões do conjunto mandril – âncora para instalação de geodrenos.

O método de Saye, (2001), adota a formulação original de Barron, por isso, calcula-se o fator F como:

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

Onde:

- $n = d_e / d_w$ = razão de espaçamento
- d_e = diâmetro da área de influência do dreno
- $d_w = 0.06 m$ = diâmetro equivalente de um geodreno CPR

O coeficiente de adensamento efetivo, $c_h(e)$, a ser usado na Equação anterior, no lugar de c_h , é dado pelas seguintes fórmulas:

$$c_h(e) = 0,066 c_v e^{0,44 n'} \quad n' \leq 8$$

$$c_h(e) = 1,732 c_v e^{0,033 n'} \quad n' > 8$$

Onde:

- $c_h(e)$ = coeficiente de adensamento horizontal efetivo
- c_v = coeficiente de adensamento vertical, determinado experimentalmente
- $n' = d_e / d_m$ = razão de espaçamento modificada



Espaçamento	$n' = d_e / d_m$	$c_h(e) / c_v$
1,0 m	7,84	2,07
1,5 m	11,75	2,56
2,0 m	15,67	2,92
2,5 m	19,59	3,33

Tabela 1: Variação do coeficiente de adensamento normalizado $c_h(e)/c_v$ em função do espaçamento de drenos, para malha triangular de drenos CPR.

A formulação de Saye, sugere não especificar malhas de geodrenos com espaçamento inferior a 1.0 m, pois não se observa nenhuma melhoria na taxa de adensamento, ao reduzir-se o espaçamento entre drenos. Os valores do coeficiente de adensamento horizontal efetivo, $c_h(e)$, para diferentes espaçamentos, são apresentados na Tabela acima.

O método clássico

A solução de Hansbo (1981), ganhou popularidade, e é a mais utilizada devido à sua simplicidade, pois as perturbações geradas, pela cravação dos drenos, são idealizadas mediante a introdução de uma região amolgada em torno do geodreno, com permeabilidade horizontal reduzida e igual a k_s . A extensão desta região, ou seja, seu diâmetro, depende do equipamento de instalação e das dimensões do mandril. Externamente, o solo permanece intacto, com permeabilidade hori-

zontal natural k_h . O coeficiente de adensamento, a ser usado na equação do U_h , é o do solo intacto e é determinado experimentalmente. O fator de "retardamento", pode ser calculado então, pela seguinte expressão:

$$F = \ln(n) - 0,75 + \left[\frac{k_h}{k_s} - 1 \right] \ln(s) + \frac{2\pi H_d^2}{3} \frac{k_h}{q_w}$$

- Onde:
- $n = d_e / d_w =$ razão de espaçamento
 - $s = d_s / d_w =$ razão de espaçamento da zona amolgada
 - $k_h / k_s =$ razão de permeabilidade da região intacta (k_h) e amolgada (k_s)
 - $H_d =$ caminho de percolação
 - $q_w =$ capacidade de descarga do dreno ($\approx 150 \text{ m}^3/\text{ano}$)

A Figura abaixo, apresenta detalhadamente o significado de todos os parâmetros necessários para o dimensionamento de geodrenos verticais.

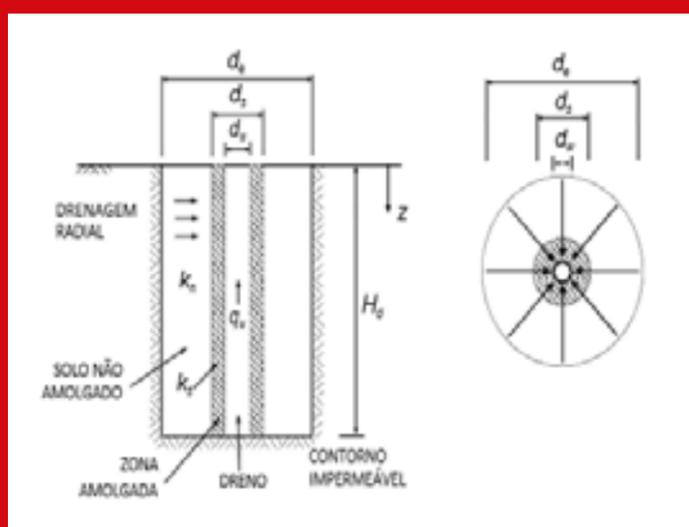


Figura 11: Representação esquemática de um geodreno com a resistência de drenagem devido ao amolgamento do solo (smear zone). Adaptado de Rixner et al. (1986).



Figura 10: Instalação de placas de recalque após o melhoramento de solo. O aterro necessário para a elevação do greide já foi iniciado.

O levantamento da superfície

Às vezes, é necessário limitar a pressão de bombeamento para se evitar o levantamento do aterro de conquista (no caso de camadas de solos moles rasas) ou de aterro preexistente (no caso da recuperação de aterros que sofreram recalques excessivos ou ruptura). Para calcular a pressão limite, não se deve considerar o mecanismo de ruptura cônica, pois não minimiza a pressão

de levantamento. No entanto, a forma cilíndrica oferece o valor mínimo. A Figura 11 mostra as forças atuantes no bulbo, devido à sua expansão.

Impondo o equilíbrio vertical, é possível calcular a pressão de levantamento, p_{up} , pela seguinte expressão:

$$p_{up} = \gamma z - \frac{2}{3} a + s_u \frac{2z}{a} + q$$

- Onde:
- $\gamma =$ peso específico do solo
 - $s_u =$ resistência não drenada do solo natural, pré-CPR Grouting
 - $a =$ raio do bulbo
 - $q =$ sobrecarga atuante na superfície (aterro)
 - $z =$ profundidade do ponto de injeção

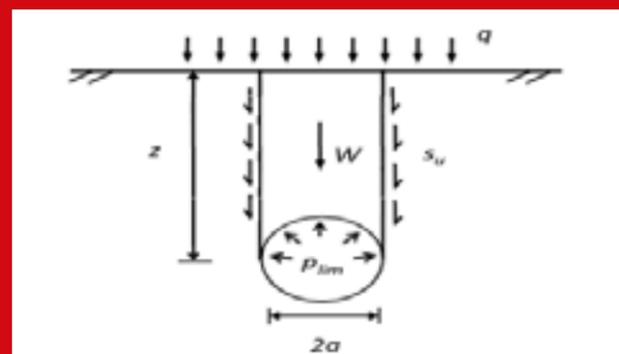


Figura 12: Mecanismo de ruptura cilíndrico. 86).



Figura 13: Instalação de perfilômetro, em um aterro teste, após o melhoramento do solo. Esta obra, com a presença de camada de solo mole/muito mole, irá receber aterro com 3m de altura mais as cargas do empreendimento.

A uma determinada profundidade, a pressão de levantamento depende unicamente do diâmetro do bulbo e diminui aumentando-se, o que deste último. Isso significa que bulbos de grande diâmetro rompem com maior facilidade o aterro. Demonstrou-se que a pressão de escoamento, durante a expansão de uma cavidade, é constante e seu valor pode ser calculado como na equação da pressão do bulbo, P:

$$p = p_0 + \frac{4}{3} s_u \left(1 + \ln \frac{G}{s_u} \right)$$

Onde p_0 é a tensão total média, que pode ser considera-

da igual à tensão vertical total, calculada para a profundidade examinada: $p_0 = \sigma_z = \gamma z$.

O raio máximo expandido é calculado combinando a equação do Perp (pressão de levantamento) com a equação da pressão no bulbo, P, considerando-se os parâmetros referentes à condição pré-melhoramento do solo mole.

Exemplo prático: Consideramos uma expansão de cavidades (bulbos) próxima à superfície, (prof. 2 m), em solo muito mole. Os dados estão abaixo resumidos:

- $s_u = 6$ kPa (resistência não drenada)
- $G = 335$ kPa (módulo de cisalhamento)
- $z = 2$ m (profundidade)
- $\gamma = 14,5$ kN/m³ (peso específico do solo)
- $q = 0$ kPa

Em primeiro lugar, calcula-se a pressão limite pela equação do p (pressão do bulbo), considerando-se p_0 igual à tensão vertical. Portanto:

$$p_L = 14,5 \times 2 + \frac{4}{3} \times 6 \left(1 + \ln \frac{335}{6} \right) = 69 \text{ kPa}$$

O volume máximo teórico, que poderemos expandir, é obtido pela interseção entre o valor p_L calculado, e a curva construída por meio da equação da pressão de levantamento, P_{up} . A seguir, apresenta-se o gráfico resultante:



Figura 14: Melhoramento de camadas de solos muito moles para construção de condomínios logísticos.

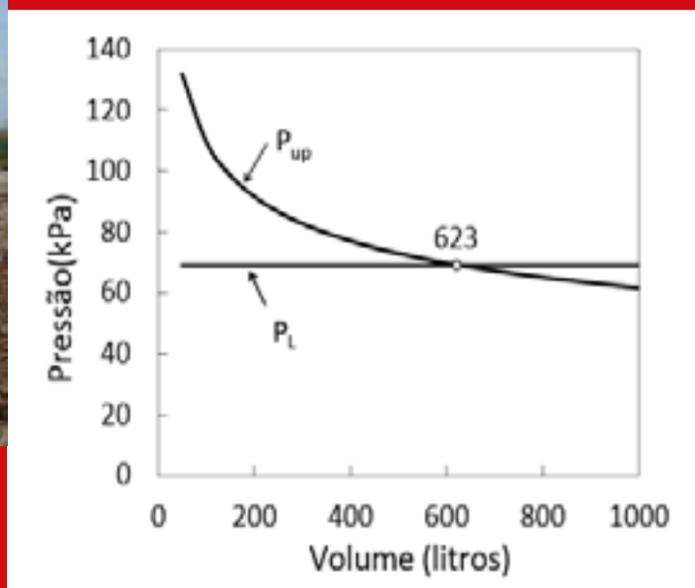


Figura 15: O gráfico indica que o volume teórico máximo do bulbo, não pode superar 623 litros, caso contrário haverá levantamento da superfície.

O levantamento por fluxo plástico não confinado

Um procedimento similar, pode ser aplicado à expansão de cavidade (formação do bulbo) próxima da superfície, aplicando-se a teoria da expansão de cavidade. Como hipótese fundamental, considera-se que o levantamento ocorre quando a zona plástica atinge a superfície, perdendo-se o confinamento vertical no fluxo plástico.

A relação entre a pressão de expansão e o raio plástico, de acordo com a teoria de expansão da cavidade esférica, pode ser escrita da seguinte forma (Yu, 2000).

$$p = p_0 + \frac{4}{3} s_u + 4 s_u \ln \frac{c}{a}$$

Onde:

- p = pressão dentro da cavidade
- p_0 = pressão de confinamento
- s_u = resistência não drenada
- a = raio da cavidade
- c = raio plástico

Conforme mostrado na figura abaixo, na hipótese do raio plástico coincidir com a profundidade da expansão, isto é, $z = c$, a pressão de levantamento pode ser calculada da seguinte maneira:

$$N_b = \frac{p_{up} - p_0}{s_u} = \frac{4}{3} + 4 \ln \frac{2z}{D}$$

Onde:

- N_b = fator de levantamento
- p_{up} = pressão de levantamento
- $p_0 = q + \gamma z$ = pressão de confinamento
- s_u = resistência não drenada
- z = profundidade
- D = diâmetro do bulbo

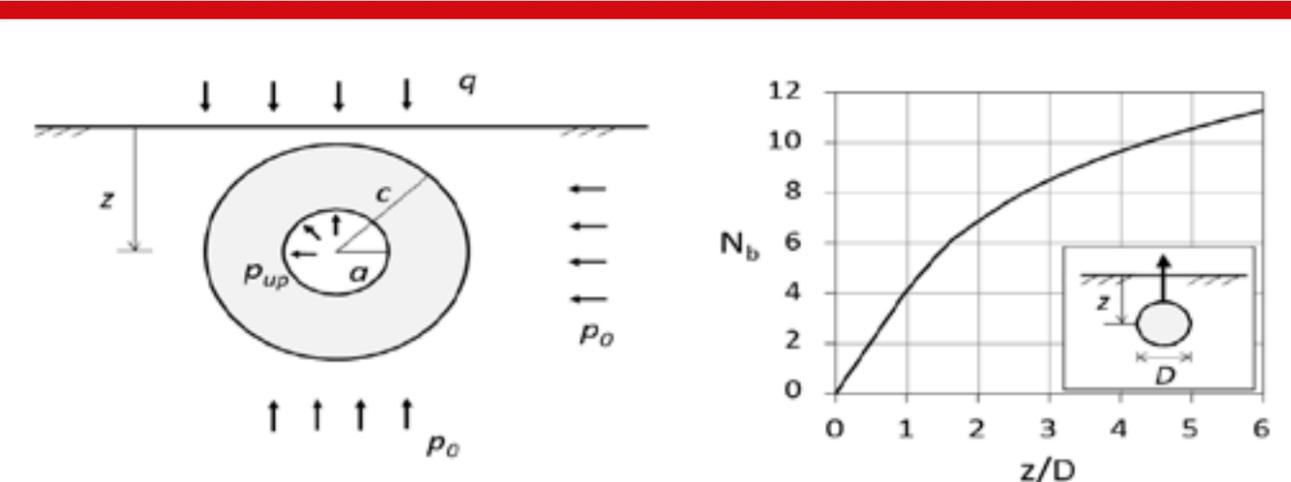


Figura 16: Condição em que ocorre o levantamento da superfície por fluxo plástico não confinado.

REFERÊNCIAS

- Mariana Montebello é uma engenheira geotécnica e trabalha com melhoramento de solos moles.
- Eng. M.Sc. Alessandro Cirone, Projeto, Execução e Controle do CPR Grouting.
- Sandoval, C. L. Z. (2016). Avaliação da técnica da consolidação profunda radial aplicada em solo mole na margem do Rio Itajaí-Açu/SC – Estudo de caso baseado em ensaios geotécnicos, Dissertação de Mestrado, UFPR, Curitiba - PR.
- Sandroni, S. S., Lacerda, W. A., e Brandt, J. R. (2004). Método dos volumes para controle de campo da estabilidade de aterros sobre solos moles, Solos e Rochas 27, 1, pp. 25–35.
- Saye, S. R. (2001). Assessment of soil disturbance by the installation of displacement sand drains and prefabricated vertical drains, em Soil Behavior and Soft Ground Construction, pp. 325–362.
- Silvestri, V. e Abou-Samra, G. (2011). Application of the exact constitutive relationship of modified camclay to the undrained expansion of a spherical cavity, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 35, 1, pp. 53–66.
- Tavenas, F., Jean, P., Leblond, P., e Leroueil, S. (1983). The permeability of natural soft clays. part II: Permeability characteristics, Canadian Geotechnical Journal 20, 4, pp. 645–660, doi:10.1139/t83-073.
- Tavenas, F. e Leroueil, S. (1980). The behaviour of embankments on clay foundations, Canadian Geotechnical Journal 17, 2, pp. 236–260, doi:10.1139/t80-025.
- Tavenas, F., Mieussens, C., e Bourges, F. (1979). Lateral displacements in clay foundations under embankments, Canadian Geotechnical Journal 16, 3, pp. 532–550.
- Taylor, D. (1948). Fundamentals of soil mechanics (Chapman And Hall, Limited, New York).
- Terzaghi, K., Peck, R., e Mesri, G. (1996). Soil Mechanics in Engineering Practice, Wiley-Interscience publication (Wiley), ISBN 9780471086581.
- Terzaghi, K. V. (1943). Theoretical Soil Mechanics (Wiley, New York).
- Velloso, A. D. e Lopes, R. F. (2004). Fundações, volume 1: critérios de projeto, investigação de subsolo, fundações superficiais, Fundações (Oficina de Textos), ISBN 9788586238376.
- Vesic, A. S. (1972). Expansion of cavities in infinite soil mass, Journal of Soil Mechanics & Foundations Div 98, sm3.
- Wang, J., Leung, C., e Ichikawa, Y. (2002). A simplified homogenisation method for composite soils, Computers and Geotechnics 29, 6, pp. 477–500.
- Wood, D.M. (1990). Soil behaviour and critical state soil mechanics (Cambridge University Press, Cambridge).
- Ye, G., Zhang, Z., Xing, H., Huang, M., e Xu, C. (2012). Consolidation of a composite foundation with soil–cement columns and prefabricated vertical drains, Bulletin of Engineering Geology and the Environment 71, 1, pp. 87–98.
- Yu, H.-S. (2000). Cavity Expansion Methods in Geomechanics (Kluwer Academic Publishers, The Netherlands), ISBN 0412799901.

Visão em corte do solo mole podendo apresentar textura e cor escura

ou cinzenta. Para torná-lo rijo faça

MELHORAMENTO DE SOLO

A MODELAGEM GEOTÉCNICA DO MELHORAMENTO DO SOLO MOLE E A MODIFICAÇÃO DO SOLO

Modificar solo argiloso mole, implica em consolidá-lo, com o estabelecimento preliminar de geodrenos, que permitem um processo de drenagem vertical. A seguir, a formação dos bulbos com argamassa seca que, via expansão de cavidades, impõe

compressão radial no solo. O efeito é a redução gradual do volume do solo, completamente saturado, em consequência da drenagem previamente imposta. O processo continua, até que o excesso de poropressão, estabelecido pelo aumento da tensão total, tenha desaparecido.

Figura 1: Melhoramento do solo mole para duplicação de uma BR no norte do país, objetivando-se além do pavimento um aterro com 1,7mts. Em destaque a central do geogROUT e o posicionamento dos caminhões betoneira para recebê-lo. Notar a presença de geodrenos no solo.

A deformação volumétrica

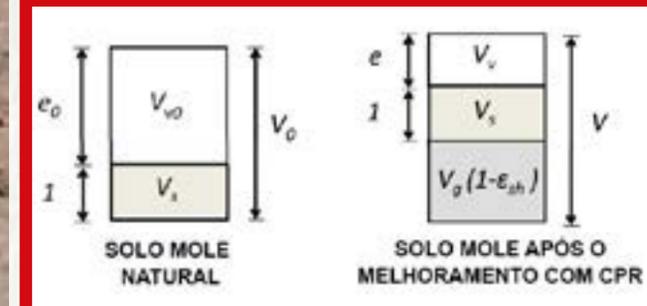
Por meio de considerações da mecânica dos solos, relaciona-se a deformação volumétrica, imposta ao solo, com a razão de substituição (Cirone, 2016b). A relação obtida, estabelece que a deformação volumétrica depende do processo de adensamento (através do coeficiente λ_c) e da razão de substituição:

$$\epsilon_v = \frac{\Delta e}{1 + e_n} = \lambda_c R_S$$

onde λ_c é o coeficiente da redução de volume do solo, devido ao processo de adensamento, R_S é a razão de substituição e o índice de vazios do solo na condição natural. A expressão permite estimar, de maneira simplificada, o índice de vazios final, ao término do processo de adensamento, com excesso de poropressão completamente dissipado após o processo de compressão radial do solo. Considera-se este valor como a deformação média dentro da célula unitária.

A determinação, em laboratório, do coeficiente de redução de volume devido ao adensamento, λ_c , possibilita melhores resultados nas estimativas. Para efeito de cálculo, toma-se $\lambda_c = 1$.

Demonstração: A figura a seguir mostra um elemento de solo antes e após o geoenrijecimento.



O solo mole, na condição natural, possui volume $V_0 = V_s + V_{v0}$, onde V_s é o volume dos sólidos e V_{v0} é o volume inicial (natural) dos vazios, com $o = V_{v0}/V_s$ o índice de vazios inicial. O volume do

geogrount é pré-determinado e seu valor é $V_g = RS V_0$.

O processo de expansão de cavidades, com a formação dos bulbos de compressão, induz enormes deformações no solo e, como resultado, promove variação de volume no elemento considerando que, agora, é composto por dois materiais: o solo ($V_s + V_v$) e o geogrount $V_g (1 - \epsilon \delta h)$, onde $\epsilon \delta h$ é a deformação volumétrica do grout devido à retração. O índice de vazios do solo, após o geoenrijecimento, é $e = V_v / V_s$. Como sólidos são incompressíveis, a deformação volumétrica imposta ao solo:

que, dividindo e multiplicando a relação por V_g obtém-se:

$$\epsilon_v = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{\Delta V_v}{V_0}$$

$$\epsilon_v = \frac{\Delta V_v}{V_g} \cdot \frac{V_g}{V_0} = \lambda_c RS$$

onde $\lambda_c = \Delta V_v / V_g$ é o fator de redução de volume devido ao adensamento. Uma demonstração mais rigorosa (e detalhada) da equação da página anterior, pode ser encontrada em Cirone (2016b).

O aumento da resistência não-drenada

O aumento da resistência não drenada, cujo valor pode ser estimado pelo modelo do estado crítico (Wood, 1990), é consequência direta da diminuição do índice de vazios. Distinguindo a resistência não drenada correspondente ao solo pré-geoenrijecimento (identificada com s_{u0}) da resistência referente ao solo pós-geoenrijecimento (identificada com s_u), o incremento da resistência não drenada média, pela razão s_u / s_{u0} , pode ser calculado pela seguinte expressão (Cirone, 2016b):

$$\frac{s_u}{s_{u0}} = \exp\left(2,3 \lambda_c RS \frac{1 + e_0}{C_c}\right)$$

A expressão relaciona a resistência não drenada, diretamente com a deformação volumétrica e as características da compressibilidade do solo mole. No entanto, a qualidade final do solo geoenrijecido, não pode ser avaliado apenas com a contribuição da fase "solo", mas sim com a interação "solo-bulbos", ou seja, considerando-se o estado homogeneizado pós-melhoramento. Este aspecto é desenvolvido com análise de estabilidade.

Exemplo: Para uma argila mole com $C_c = 1,5$ e $e_0 = 4$, a razão de compressão vale $CR = 0,3$. Na hipótese de $\lambda_c = 1$ e $RS = 11,55\%$, tem-se:

Razão de substituição	Razão de compressão	Incremento de resistência
RS	$CR = C_c / (1 + e_0)$	s_u / s_{u0}
11,55%	0,30	2,42

Em outras palavras, calcula-se que o solo, pós-melhoramento, seja 2,42 vezes mais resistente que o solo natural, sem considerar a grande parcela de resistência e rigidez imposto pelos bulbos de geogrount.



Figura 2: Após o melhoramento do solo mole, eleva-se um muro periférico, em gabião, de modo a conter o aterro a ser elevado, objetivando-se um empreendimento logístico.

O aumento da rigidez

Em geral, a rigidez cresce com a tensão confinante. Expressando a rigidez de um solo mediante a relação de Janbu (1963), chega-se a:

$$E_s = E_0 \frac{p' }{p_0' }^n$$

Onde E_0 é o módulo do solo natural, E_s o módulo do solo após o melhoramento, p_0' e p' são as tensões confinantes antes e após, respectivamente. O expoente n varia entre 0 e 1, para maioria dos solos moles e pode ser determinado em ensaios triaxiais convencionais.

De modo alternativo, relaciona-se o ganho de rigidez à deformação volumétrica, a partir do ensaio de adensamento. A lei do endurecimento de um solo mole, é obtida experimentalmente pela relação:

$$E_s = E_0 \exp(b \epsilon_v)$$

Onde:

$$b = 2,3 \frac{1 + e_0}{C_c}$$

depende da razão de compressão, $CR = C_c / (1 + e_0)$, obtido para tensões acima da pressão de pré-adensamento, conforme mostrado na Figura ao lado.

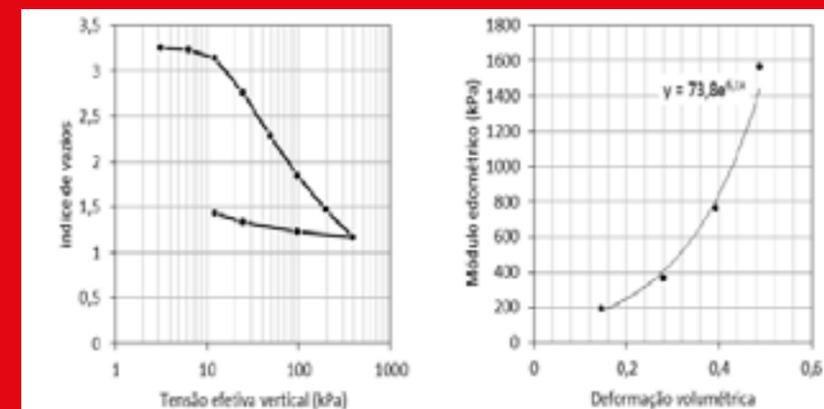


Figura 3: Endurecimento em função da deformação volumétrica no ensaio de adensamento.

Com análise estatística, baseada em literatura geotécnica nacional, Barata e Danziger (1986) chegaram à conclusão que argilas moles, da costa brasileira, apresentam compressibilidades similares entre si, que dependem principalmente da posição da camada argilosa e da pressão efetiva média (entre o estágio inicial e final do carregamento). Segundo estes pesquisadores, nos solos argilosos das baixadas litorâneas brasileiras, o parâmetro b varia tipicamente entre 6 e 10, na faixa de pressões inferiores a 2 kg/cm^2 . Em função do tipo de perfil geotécnico (Figura 3), sugerem os valores de b , apresentados na Tabela a seguir.

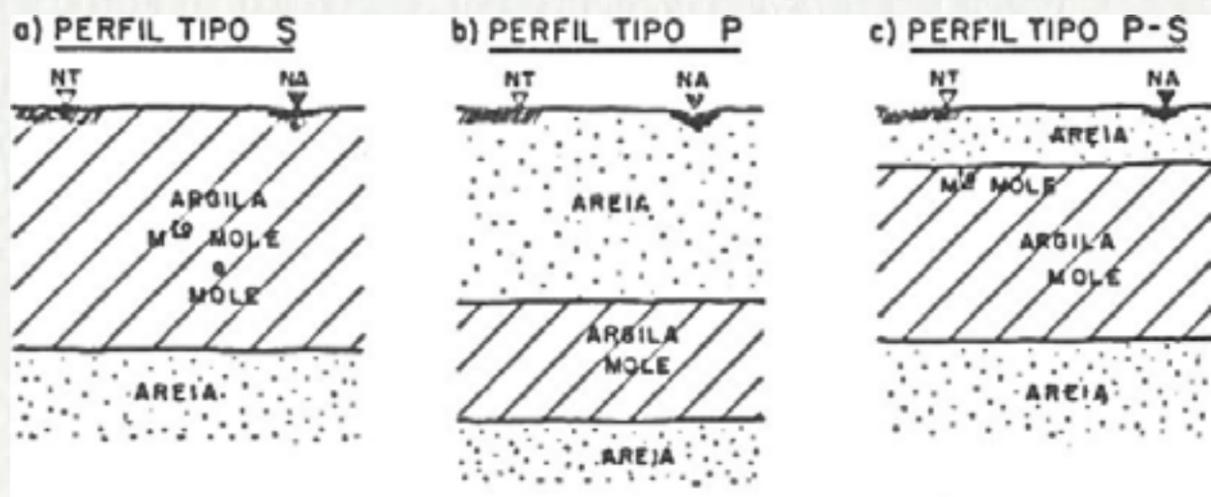


Figura 4: Perfis geotécnicos dos sedimentos quaternários da costa brasileira, contendo a camada mole em diferentes posições, segundo a classificação de Barata e Danziger (1986).

Perfil	Posição da camada mole no perfil	Valor de b
Tipo S	Camada mole na superfície (mangue)	6
Tipo P	Camada de argila profunda (sob espessa camada de areia ou aterro)	10
Tipo P S	Caso intermediário, com camada de aterro ou areia com pequena espessura quando comparada com a camada compressível	8
(sem distinção)	Relação média para argilas das baixadas litorâneas da costa brasileira	7

Tabela 1: Compressibilidade das argilas moles brasileiras. Valores sugeridos por Barata e Danziger (1986).

Demonstração: O ensaio de adensamento, é a maneira mais simples de estudar o comportamento volumétrico de um solo, aplicando-se carregamentos verticais crescentes, com deformação lateral impedida. A cada incremento de carga, o índice de vazios diminui e o solo se torna mais denso, duro e resistente. Por esta razão, o gráfico tensão-deformação obtido, a partir de um ensaio de adensamento é fortemente não-linear. Experimentalmente, em um gráfico semi-logarítmico, a curva de compressão possui um formato linear, com trechos de compressão virgem e de descarregamento bem distintos. Ao longo da reta virgem, a deformação volumétrica é convenientemente expressa na forma:

$$\varepsilon_v = \frac{C_c}{1+e_0} \log_{10} \left(\frac{\sigma'_v + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_v} \right) = \frac{C_c}{1+e_0} \frac{1}{\ln 10} \ln \left(\frac{\sigma'_v + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_v} \right)$$

" Meu conhecimento sobre solos moles mudou completamente após ler o livro"

Eng. Thaisa Lisboa



Solicite agora mesmo!



Para valores muito pequenos de $\Delta\sigma'_v$, isto é, tendendo a zero, a expressão resulta na seguinte relação diferencial:

$$d\varepsilon_v = \frac{1}{2,3} \frac{C_c}{1+e_0} \frac{1}{\sigma'_v} d\sigma'_v$$

onde:

$$E_{oed} = 2,3 \frac{1+e_0}{C_c} \sigma'_v$$

é o módulo edométrico, que depende linearmente da tensão efetiva, σ'_v . Diferenciando a relação, obtém-se:

$$dE_{oed} = 2,3 \frac{1+e_0}{C_c} d\sigma'_v$$

O termo de proporcionalidade é constante e será identificado por $b = 2,3 \frac{1+e_0}{C_c}$.

Combinando as equações anteriores, resulta:

$$d\varepsilon_v = \frac{1}{E_{oed}} d\sigma'_v \rightarrow d\varepsilon_v = \frac{1}{bE_{oed}} dE_{oed}$$

ou seja:

$$\int_{E_0}^E \frac{dE_{oed}}{E_{oed}} = \int_0^{\varepsilon_v} b d\varepsilon_v \rightarrow E = E_0 \exp(b\varepsilon_v)$$

Constata-se que a rigidez de um solo tem a tendência a aumentar exponencialmente com a deformação volumétrica. A capacidade de endurecimento do solo é representada pelo parâmetro b .

O estado de tensões pós-geoenrijecimento

Devido à complexidade do problema a ser estudado, a previsão do estado de tensões do solo, pós-melhoramento, é conduzida de forma simplificada, utilizando-se o modelo Cam Clay Modificado. Algumas hipóteses tornam-se necessárias para se desenvolver a solução analítica:



Figura 5: Formação dos bulbos de compressão radial durante o melhoramento do solo mole, objetivando-se escavação para um subsolo.

(1) As tensões verticais não variam muito, em consequência do geoenrijecimento, por isso, é considerada constante, isto é, $\sigma'_v = \text{const}$.

(2) A deformação volumétrica imposta pelo geoenrijecimento é toda plástica.

(3) O efeito do confinamento lateral imposto é representado pelo aumento do coeficiente do empuxo lateral $K = \sigma'_h / \sigma'_v$.

Portanto, utiliza-se a função do escoamento plástico, do modelo Cam Clay Modificado, expressa em termos das invariantes p' , q , tendo como parâmetro de endurecimento a deformação volumétrica plástica ε_v :

$$\lambda_c R_S = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln\left(\frac{p'}{p'_0}\right) + \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln\left(1 + \frac{q^2}{M^2 p'^2}\right)$$

Onde λ e κ são determinados a partir do ensaio de adensamento ($\lambda = C_c / 2,3$ e $\kappa = C_r / 2,3$), $M = 6 \sin \phi / (3 - \sin \phi)$ é a inclinação da linha do estado crítico, $p' = \sigma'_v (1 + 2K) / 3$ e $q = \sigma'_v (1 - K)$ são os invariantes de tensão e o índice de vazios. Obviamente, tem-se $p'_0 = \sigma'_v (1 + 2K_0) / 3$.

O ábaco na Figura abaixo, foi regido a partir da Equação acima, onde é mostrado o aumento do confinamento lateral, variando-se a razão de compressão $CR = C_c / (1 + e_0)$, em função da deformação volumétrica imposta. Observa-se que quanto mais compressível for o solo, maior deverá ser a deformação volumétrica plástica, necessária para atingir um dado confinamento lateral. É importante verificar sempre a condição $K < K_p$ pois, coeficientes de empuxo maiores que o empuxo passivo são fisicamente impossíveis. Neste caso, considerar $K = K_p$.

Com o valor estimado do coeficiente de empuxo lateral, o ganho de tensão efetiva média será calculado como:

$$\frac{p'}{p'_0} = \frac{1 + 2K}{1 + 2K_0}$$

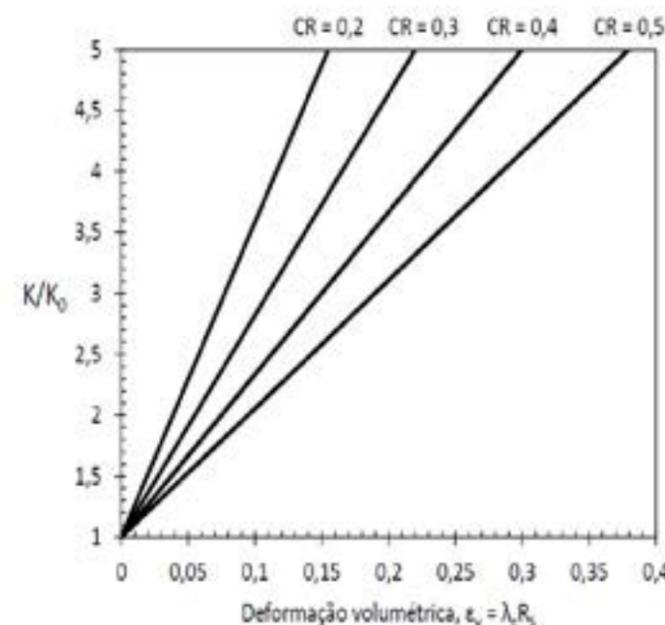


Figura 6: Elevação de aterro, em terra armada, após o melhoramento do solo mole, com geoenrijecimento.

REFERÊNCIAS

- Thomas Kim é engenheiro geotécnico especializado em melhoramento de solos moles.
- Eng. M.Sc. Alessandro Cirone, Projeto, Execução e Controle do CPR Grouting.
- Almeida, M. S. S. (2012). Solos moles de regiões urbanas, propriedades geotécnicas e soluções de engenharia: o caso do Rio de Janeiro, COBRAMSEG 2012, Porto de Galinhas - PE.
- Almeida, M. S. S. e Marques, M. E. S. (2010). Aterros sobre solos moles 2ª ed. Projeto e desempenho, Coleção Huesker: engenharia com geossintéticos (Oficina de Textos, São Paulo), ISBN 9788579750076.
- Almeida, M. S. S., Oliveira, J. R. M. S., e Spotti, A. P. (2000). Previsão e desempenho de aterro sobre solos moles : estabilidade, recalques e análises numéricas, em Previsão de desempenho de comportamento real – aterros sanitários, taludes, túneis, fundações e aterros sobre solos moles – Edição ABMS/NRSP, Vol. 2, pp. 69–94.
- Alonso, U. R. (1991). Previsão e controle das fundações (Edgard Blücher, São Paulo).
- Asaoka, A. (1978). Observational procedure of settlement prediction, Soils and Foundations 18, 4, pp. 87–101.
- Baligh, M. (1985). Strain path method, Journal of Geotechnical Engineering 111, 9, pp. 1108–1136. Barata, F. E. e Danziger, B. R. (1986). Compressibilidade de argilas sedimentares marinhas moles brasileiras, em Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre, pp. 99–112.
- Briaud, J. (1992). The Pressuremeter (Taylor & Francis), ISBN 9789061911258.
- Brugger, P. J. (1996). Análise de deformações em aterros sobre solos moles, Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- Cao, L. F., Teh, C. I., e Chang, M. F. (2001). Undrained cavity expansion in modified Cam clay I: Theoretical analysis, Géotechnique 51, 4, pp. 323–334.
- Carrillo, N. (1942). Simple two - and three-dimensional cases in the theory of consolidation of soils, Journal of Mathematical Physics 21, pp. 11–18.
- Chavão, A. O. (2015). Avaliação da eficiência da técnica de consolidação profunda radial CPR Grouting no tratamento de solos compressíveis, Dissertação de Mestrado, UERJ, Rio de Janeiro.
- Cirone, A. (2016a). Aterros sobre solos moles enrijecidos com CPR Grouting: análise simplificada, COBRAMSEG 2016, Belo Horizonte - MG.
- Cirone, A. (2016b). Cálculo simples do aumento da resistência não drenada para solos enrijecidos com CPR Grouting, COBRAMSEG 2016, Belo Horizonte - MG.
- Cirone, A. (2016c). Geotechnical modelling of CPR Grouting, MSc Thesis, Politecnico di Milano, Milano.

SOLOTEST®

A solotest equipa os melhores laboratórios de solos, concreto e misturas asfálticas da América Latina, com equipamentos próprios e de seus parceiros internacionais.



1.014.250 - Extrator Shelby de Bancada



1.055.001 - Prensa de Adensamento



1.022.250 - Prensa CBR / Marshall Digital Microprocessada



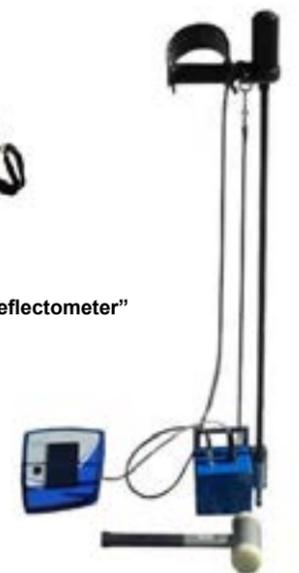
4.100.030 - Medidor de Densidade de Solo Não Nuclear (SDG)



4.688.020 - Sistema hidráulico para realização de ensaio CPT em diversos tipos de Solos



4.100.300 - LWD "Light Weight Deflectometer"



4.100.035 - Penetrômetro Dinâmico Eletrônico para Solos Panda

Eng^a Roger Belizário

O comportamento do solo mole, após o geoenrijecimento, fica completamente modificado, e isto se deve aos seguintes motivos: (1) ao adensamento induzido pelo processo sequencial de expansão de cavidades, que promove ganho de rigidez, modificando o estado de tensões e, como consequência, a resistência e a rigidez; ao conjunto de bulbos de compressão radial, feitos via expansão de cavidades, estabelecendo a condição do solo comprimido, confinado e adensado, comportando-se como solo composto, em que a fase geogROUT é o reforço e a fase solo é a matriz; aos geodrenos instalados, que drenam dramaticamente a água, devido as enormes tensões de compressão radial impostas, reduzindo praticamente a zero o tempo de recalques.

A MODELAGEM GEOTÉCNICA DO MELHORAMENTO DO SOLO MOLE A TEORIA DA HOMOGEINIZAÇÃO

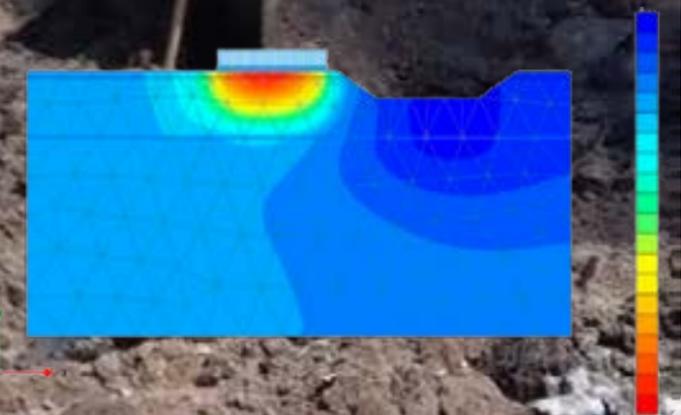


Figura 1: Escavação efetuada em solos moles, sem melhoramento, com estacas cravadas. Rutura do solo e danos nas estacas

Numa microescala o solo melhorado, com geoenrijecimento, é heterogêneo, entretanto, em uma macroescala, que tipicamente coincide com as dimensões do aterro, pode-se considerá-lo homogêneo (Cirone, 2016a).

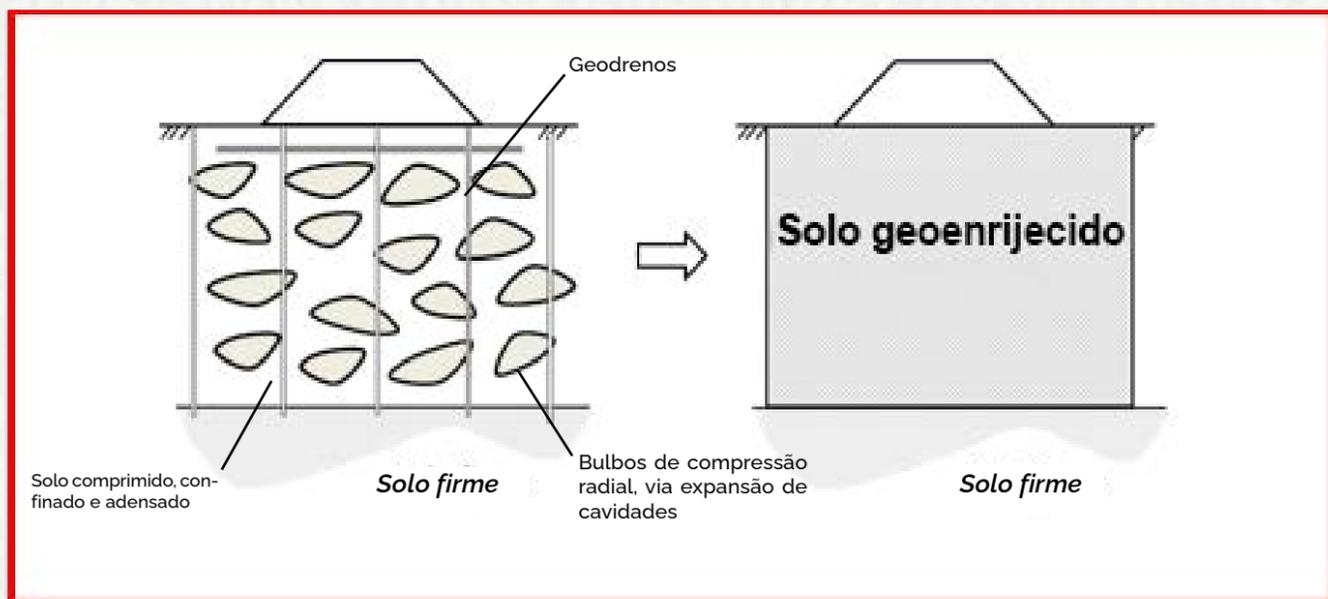


Figura 2: A homogeneização viabiliza o cálculo do melhoramento do solo com geoenrijecimento.

O Método do Meio Homogêneo Equivalente, é uma ferramenta de cálculo inovativa, que utiliza os parâmetros equivalentes de rigidez, resistência e permeabilidade, atribuídos à região geoenrijecida. A modelagem geotécnica, é efetuada de forma rápida e precisa, prevendo o comportamento do solo geoenrijecido, a partir desses parâmetros. A complexidade da geometria dos bulbos (que observou-se serem disformes e dispersos dentro da massa de solo), a presença dos geodrenos verticais e a condição obtida de solo adensado, comprimido e confinado, entre os bulbos de geogROUT, são abordados com técnicas da homogeneização, apresentados a seguir.

A RESISTÊNCIA EQUIVALENTE

A resistência do meio homogêneo equivalente é obtida com base nos modelos da homogeneização, propostos por Omine et al. (1999) e Wang et al. (2002). A hipótese fundamental, é que o conjunto solo + bulbos, comporta-se como um meio elástico-perfeitamente plástico, onde o reforço (bulbos) é disperso dentro da matriz (solo). Desta forma, a resistência não drenada do meio equivalente, é obtida ponderando-se as resistências de seus componentes, utilizando-se às seguintes expressões:

$$s_{u,eq} = \left[f_c \frac{R_S}{2b_r} + s_u(1 - R_S) \right] (R_S b_r + 1 - R_S)$$

$$b_r = \left(\frac{f_c}{2s_u} \right)^{1/2}$$

Onde:

- $s_{\mu,eq}$ = resistência não drenada equivalente (meio homogêneo)
- R_S = razão de substituição
- s_{μ} = resistência não drenada do solo entre os bulbos (Eq. (3.4))
- f_c = resistência à compressão do geogROUT
- b_r = índice de resistência



Figura 3: Solo de fundação, de área portuária, sendo melhorado para receber aterro e contêineres.

Um exemplo prático: A resistência não drenada de um solo mole, obtida a partir do ensaio de palheta, in situ, é $s_{\mu 0} = 12$ kPa. Os valores dos índices de compressão e de vazios, obtidos no ensaio de adensamento, são $C_c = 1,51$ e $e_0 = 3,26$. Optou-se pelo melhoramento do solo com geoenrijecimento, adotando-se uma razão de substituição $R_S = 15\%$. Considerando o fator $\lambda_c = 0,65$, obtêm-se:

$$s_u = s_0 \exp \left(2,3 \lambda_c R_S \frac{1 + e_0}{C_c} \right) = 12 \times \exp \left(2,3 \times 0,65 \times 0,15 \times \frac{1 + 3,26}{1,51} \right) = 22,6 \text{ kPa}$$

No projeto, especificamos geogROUT com resistência à compressão de 1 MPa. Portanto, o valor final da resistência equivalente ($s_{\mu,eq}$) resulta:

$$b_r = \left(\frac{f_c}{2s_u} \right)^{1/2} = \left(\frac{1000}{2 \times 22,6} \right)^{0,5} = 4,7$$

$$s_{u,eq} = \left[1000 \times \frac{0,15}{2 \times 4,7} + 22,6(1 - 0,15) \right] (0,15 \times 4,7 + 1 - 0,15) = 54,7 \text{ kPa}$$

Nossos cálculos, basearam-se no modelo da homogeneização. O gráfico, abaixo, mostra a comparação direta desta teoria com os limites superior (modelo de Voigt) e inferior (modelo de Reuss), obtidos com as regras de mistura.

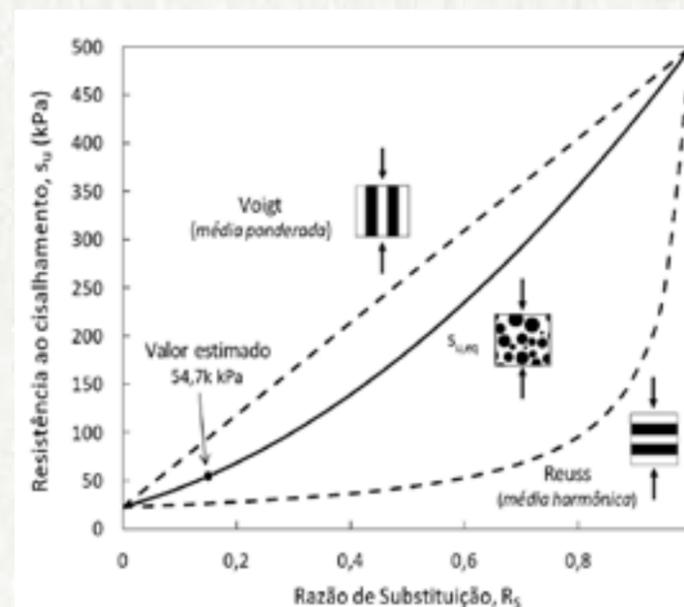


Figura 4: Análise prévia da resistência e rigidez do solo de fundação, com presença de camadas de solos moles, utilizando-se pressiómetro, para início do melhoramento com geoenrijecimento.

A RIGIDEZ EQUIVALENTE

Além da consolidação do solo mole, o geoenrijecimento promove a criação de um solo homogêneo, reforçado por inclusões rígidas dispersas. Para entender melhor este conceito, é importante considerar que:

- (1) Não há uniformidade na geometria dos bulbos – sua forma não é necessariamente esférica. Apesar dos bulbos serem expandidos sequencialmente, de baixo para cima, ao longo de uma vertical, os bulbos ficam desalinhados ou desaprumados e, em geral, sem contato.
- (2) Após a pega, o geogROUT, formador dos bulbos de expansão, possui resistência e rigidez muito superiores ao solo envolvente. Con-



Figura 5: Os drenos são transformados em uma parede cilíndrica drenante

sequentemente, pode-se considerá-lo um reforço rígido, ou seja, praticamente indeformável. Com estas considerações, é evidente que o solo geoenrijecido passe a se comportar como homogêneo, composto por dois materiais distintos: a matriz (solo mole comprimido, confinado e adensado) e o reforço (meio expensor confinante a base de geogROUT), que não possui geometria definida.

Neste caso, os modelos de homogeneização disponíveis na literatura são (Jones, 1975):

- Modelo de Paul (inclusões cúbicas)
- Modelo de Paul modificado (inclusões esféricas)
- Teoria das misturas (inclusões esféricas)
- Equações de Halpin-Tsai (fibras curtas)

As formulações estão apresentadas na Tabela abaixo e na Figura 6, onde utilizamos a seguinte notação: E_S = módulo do solo comprimido, adensado e confinado, entre os bulbos; E_g = módulo do geogROUT endurecido; E = módulo do meio homogêneo equivalente; R_S = razão de substituição.

Tabela 1: Homogeneização da rigidez

Modelo	Módulo Equivalente	Observações
Paul	$E = \frac{E_S}{1 - R_S^{1/3}}$	Inclusões cúbicas infinitamente rígidas
Paul modificado	$E = \frac{E_S}{1 - 1,24 R_S^{1/3}}$	Inclusões cúbicas infinitamente rígidas Válido por $R_S < 52,4\%$
Teoria das Misturas	$E = \frac{(b-1)R_S + 1}{\frac{R_S b}{E_g} + \frac{1-R_S}{E_S}}$	$b = \left(\frac{E_g}{E_S}\right)^{1/2}$
Halpin-Tsai	$E = E_S \frac{1 + \xi \eta R_S}{1 - \eta R_S}$	$\eta = \frac{E_g/E_S - 1}{E_g/E_S + \xi}$

A PERMEABILIDADE EQUIVALENTE

Como foi mostrado anteriormente, a célula unitária do solo melhorado possui, em seu contorno, uma série de geodrenos que podem ser assimilados a uma parede cilíndrica drenante (Figura 7). Esta simplificação foi proposta, inicialmente, por Indraratna et al. (2008), de modo a derivar uma solução analítica para drenos verticais sob aterros circulares, sendo melhorada mais tarde por Ye et al. (2012). Nesta transformação, no interior da célula unitária, introduz-se uma permeabilidade vertical equivalente, $K_{v,eq}$, a fim de ter em conta o efeito dos vários geodrenos presentes em seu contorno. Desta forma, o adensamento radial com geodrenos verticais, pode ser reconduzido a uma análise unidimensional.

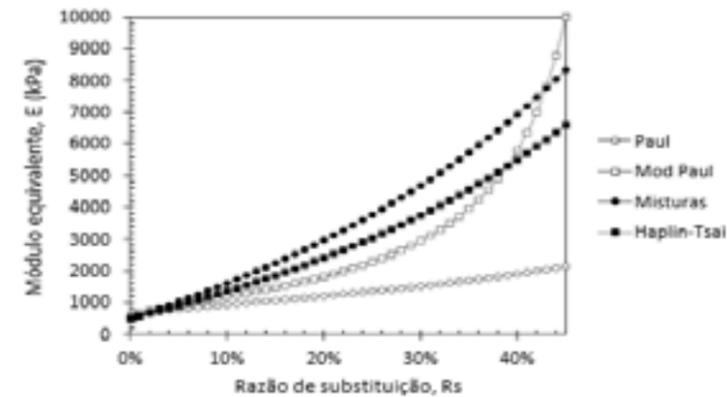


Figura 6: Módulo equivalente obtido pelos métodos ilustrados na Tab 3.3, considerando os seguintes dados: $E_S = 500$ kPa, $E_g = 200$ MPa, $\xi = 15$.

Adicionalmente, o processo de adensamento ocasiona a diminuição do índice de vazios do solo e, conseqüentemente, de sua permeabilidade. Ensaios de adensamento, mostram que a permeabilidade varia com o índice de vazios, de acordo com uma relação do tipo $\Delta e = C_k \Delta \log k$. Tavenas et al. (1983) indicam que, na falta de dados experimentais, pode-se considerar $C_k = 0,5$ eo. Valores típicos de C_k variam de $1/2 C_c$ a $2 C_c$ (Terzaghi et al., 1996). Assim, o valor da permeabilidade equivalente é dado por:

Onde:

- $K_{v,eq}$ = permeabilidade vertical equivalente (meio homogêneo)
- K_{v0} = permeabilidade vertical do solo natural
- K_v = permeabilidade reduzida devido ao adensamento, deduzida a partir da diminuição do índice de vazios dada pela Equação
- H_d = caminho de drenagem, igual à espessura total da camada com drenagem no topo e na base.
- D = diâmetro equivalente da célula unitária do solo melhorado
- d_e = diâmetro de influência do geodreno
- d_w = diâmetro equivalente do geodreno
- d_s = diâmetro da área amolgada ao redor do dreno
- F = fator da teoria de adensamento radial, que leva em conta o espaçamento de drenos e o efeito do amolgamento (smear zone).
- μ = coeficiente de geometria (vide Tabela)
- k_h/k_v = razão de anisotropia
- k_h/k_s = razão de permeabilidade na zona de amolgamento

$$K_{v,eq} = 1 + \frac{32 H_d^2 \mu^2 k_h}{\pi^2 D^2 F k_v} K_v$$

$$F = \ln \frac{d_e}{d_w} - 0,75 + \left(\frac{k_h}{k_s} - 1 \right) \ln \frac{d_s}{d_w}$$

$$K_v = K_{v0} \exp \left(- \frac{\Delta e}{C_k} \right)$$

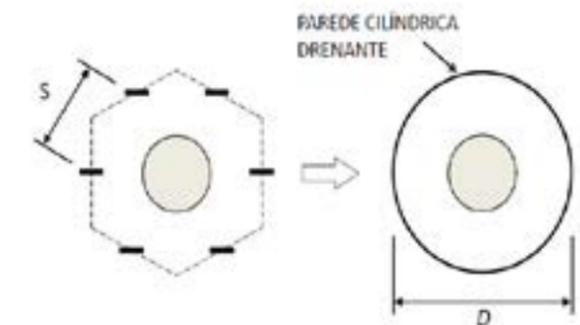


Figura 7: Cravação de geodrenos, durante o melhoramento do solo mole em uma duplicação rodoviária.

Para efeito de cálculo, podem ser adotados os seguintes valores:

d_w	d_e	d_s	k_h/k_s	k_h/k_v	C_k
0,06 m	da Tab 3.4	0,30 m	3	1	0,5 e_0

Em uma primeira aproximação, para um espaçamento de geodrenos igual a 1,5 m, como regra empírica, pode-se adotar prudentemente $k_{v,eq} = 1,5 k_{v0}$, ou seja, a permeabilidade equivalente é igual a 1,5 vezes o valor da permeabilidade do solo mole natural.

Diversos fatores podem afetar a anisotropia da permeabilidade, tais como uma orientação preferencial na estrutura do solo, a presença de lentes arenosas ou até fraturas. Em geral, a permeabilidade horizontal, k_h , é maior do que a vertical, k_v . Dificilmente, a razão k_h/k_v supera o valor de 3, variando entre 1 e 2 para a maioria das argilas moles brasileiras.

Exemplo prático: Precisamos calcular a permeabilidade vertical equivalente, $k_{v,eq}$, em um depósito de solo mole, com 11 m de profundidade, sobre camada de areia compacta. Adotou-se os seguintes dados de projeto: malha (c) da Figura 8 abaixo; razão de substituição de 12%, $\lambda_c = 0,8$ e espaçamento entre geodrenos de 1,7 m. Na condição natural, o solo apresenta: módulo edométrico $E_0 = 287$ kPa, coeficiente de adensamento $c_{v0} = 5,9 \cdot 10^{-8}$ m²/s e $e_0 = 3,24$.

Pela teoria do adensamento, a permeabilidade vertical do depósito é obtida a partir de c_{v0} e E_0 , pela seguinte expressão:

$$k_{v0} = \frac{c_{v0} \gamma_w}{E_0} = \frac{5,9 \cdot 10^{-8} \times 10}{287} = 2 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$

a diminuição do índice de vazios é dada pela equação $e_s = \frac{\Delta \sigma}{1+e_0} = \lambda_c R_S$, oportunamente modificada:

$$\Delta e = \lambda_c R_S (1 + e_0) = 0,8 \times 0,15 \times (1 + 3,24) = 0,51$$

consequentemente, adotando-se $C_k = 0,5 e_0$, a permeabilidade diminui para o valor:

$$k_v = k_{v0} \exp(-\Delta e/C_k) = 2 \cdot 10^{-9} \times \exp(-0,51/1,62) = 1,46 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$

consequentemente, adotando-se $C_k = 0,5 e_0$, a permeabilidade diminui para o valor:

d_w	d_e	d_s	k_h/k_s	k_h/k_v	F
0,06 m	2,19 m	0,30 m	3	1	6,06

e, portanto, pela equação $k_{v,eq} = \left(1 + \frac{32 R_S^2 \mu^2 k_h}{\pi^2 D^2 F k_v}\right) k_v$, tem-se uma permeabilidade vertical equivalente de:

$$k_{v,eq} = \left(1 + \frac{32}{\pi^2} \times \frac{5,5^2}{3,57^2} \times \frac{1,633^2}{6,06} \times 1\right) 1,46 \cdot 10^{-9} = 6,40 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$

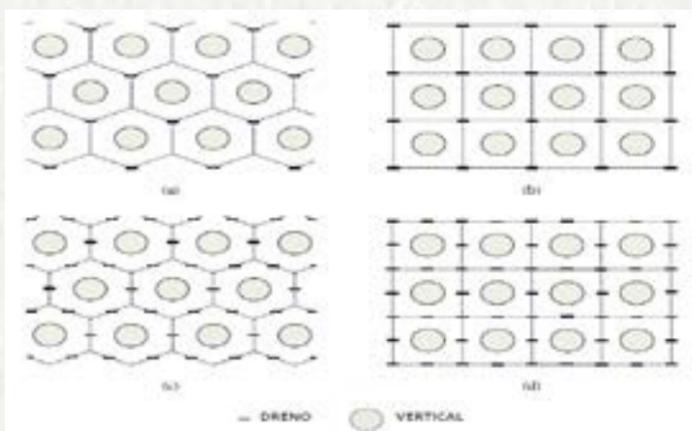


Figura 8: Malha utilizadas frequentemente no geoenrijecimento.

Formato*	d_e	D	$\mu = D/d_e$
	1,055	1,055	1
	1,135	1,135	1
	1,2865	2,15	1,633
	1,3035	2,2575	1,732

*Vide Fig. acima
 S = espaçamento de drenos; d_e = diâmetro de influência do geodreno;
 D = diâmetro equivalente da célula unitária do geoenrijecimento

REFERÊNCIAS

- Roger Belizário é engenheiro geotécnico especializado em melhoramento de solos moles.
- Eng. M.Sc. Alessandro Cirone, Projeto, Execução e Controle do CPR Grouting.
- Cirone, A., Rodrigues, R., e Park, C. (2017). Masw control of grouting, em SEG Technical Program Expanded Abstracts 2017 (Society of Exploration Geophysicists), pp.5228–5232.
- Collins, I. F. e Yu, H. S. (1996). Undrained expansion of cavities in critical state soils, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 20, 7, pp. 489–516.
- Coutinho, R. Q. (1986). Aterro experimental instrumentado levado à ruptura sobre solos orgânicos-argilas moles da Barragem de Juturnaíba, Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- Das, B. (2010). Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement, Second Edition (CRC Press).
- Dienstmann, G. (2011). Projeto interativo dos molhes da Barra do Rio Grande, RS, Dissertação de Mestrado, UFRGS, Porto Alegre, BR - RS.
- Faria, D. A., Riccio, M. V., e Rodriguez, T. T. (2016). Análise da eficiência de uma fundação de aterro tratada com injeção de argamassa e drenos verticais (técnica CPR), COBRAMSEG 2016, Belo Horizonte - MG.
- Gibson, R. E. e Anderson, W. F. (1961). In-situ measurement of soil properties with the pressuremeter, Civ. Engng Public Works Rev. 56, pp. 615–618.
- Guo, W. e Chu, J. (2016). New observational method for prediction of one-dimensional consolidation settlement, Géotechnique 67, 6, pp. 516–522.
- Hansbo, S. (1981). Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains, Proc. 10th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. 3, pp. 677–682.
- Indraratna, B., Aljorany, A., e Rujikiatkamjorn, C. (2008). Analytical and numerical modeling of consolidation by vertical drain beneath a circular embankment, Int. J. of Geomech. 8, 3, pp. 199–206.
- Janbu, N. (1963). Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests, em Proceedings of European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ECSMFE), Vol. 1 (Wiesbaden), pp. 19–25.
- Jefferies, M. G. (1988). Determination of horizontal geostatic stress in clay with selfbored pressuremeter, Canadian Geotechnical Journal 25, 3, pp. 559–573.
- Jones, R. (1975). Mechanics of Composite Materials, International student edition (Scripta Book Company), ISBN 9780070327900.
- Komiya, K., Soga, K., Agaki, H., Jafari, M. R., e Bolton, M. D. (2001). Soil consolidation associated with grouting during shield tunnelling in soft clayey ground, Géotechnique 51, 10, pp. 835–846.
- Kurihara, N. e Ichimoto, E. (1977). Practical examples of banking for road construction, Kansai Branch, pp. 71 – 80.
- Ladd, C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F., e Poulos, H. (1977). Stress deformation and strength characteristics, em International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 9th, 1977, Tokyo, Japan, Vol. 2.
- Ladd, C. C. (1991). Stability evaluation during staged construction, Journal of Geotechnical Engineering 117, 4, pp. 540–615.
- Leroueil, S. e Rowe, R. K. (2001). Embankments over soft soil and peat, em Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook (Springer), pp. 463–499.

Na maioria das situações de projetos de melhoramento de solos, não podemos controlar a trajetória de tensões. Como fazer previsões em um caso específico?



Figura 1: Aterro teste para certificação do melhoramento do solo em obra de um condomínio logístico, sobre solos moles de modo a receber 2 mts de aterro e as cargas do empreendimento.

As análises realizadas em laboratórios, são extremamente úteis para avaliar as propriedades da resistência e da deformação do solo, para uma determinada trajetória de tensões. Um exemplo típico é o teste edométrico de consolidação unidimensional, necessário para se obter as propriedades da rigidez e da consolidação do solo mole, para a chamada trajetória de tensões K_0 , conforme figura ao lado. Considerando-se deformação lateral nula. K_0 é o coeficiente de pressão lateral do solo, em repouso, que não é constante, ao contrario da condição de normalmente consolidado, K_{0NC} , correspondente é trajetória de tensões denominada ηK_0 , conforme figura ao lado. Na prática internacional, ao invés da deformação vertical ε_v , a relação do índice de vazios do estado relacionado ao volume é, trivial-

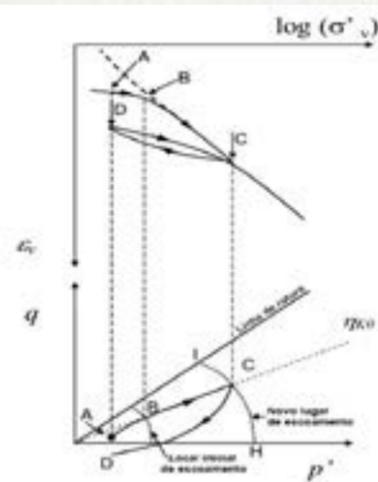


Figura 2: Trajetória de tensões e deformações durante carregamento unidimensional (Olsson 2010)



Figura 3: Destruição de orla portuária por liquefação. Repare que os sistemas de contenção com estacas metálicas e painéis de concreto armado não são suficientes para os altos empuxos laterais decorrentes do excesso de poropressão. A única solução é com melhoramento do solo utilizando-se o geoenrijecimento.

mente, relacionada com o logaritmo de tensão vertical efetiva $6v'$. Contudo, mesmo que o modo de deformação em condição edométrica seja 1D, o estado de tensão não é, conforme a figura anterior. As trajetórias de tensões foram apresentadas na forma de tensão efetiva média $p'=1/3(6v'+26h')$ e a tensão desviadora $q=6v'-6h'$, onde $6h'=K_06v'$ é a tensão efetiva horizontal. Com isso, além das deformações verticais ε_v , que são iguais as deformações volumétricas ε_p , a carga edométrica é acompanhada de significativas deformações desviadoras ε_q , iguais a $2/3$ das tensões volumétricas. Desta forma, observa-se que as deformações cisalhantes são significativas também nas condições 1D. Na maioria das condições de projetos de melhoramento de solos, realmente, não se pode controlar a trajetória de tensões, e a resultante é decorrente da condição inicial do solo, bem como dos efeitos do tipo e taxa de carregamento imposto sobre a poropressão e rigidez desenvolvidas. A chamada resistência cisalhante não drenada, C_u , é uma propriedade evolutiva. Portanto, para se obter estimativas, em um caso genérico, precisamos recorrer à modelagem constitutiva, que nada mais é do que uma formulação matemática, que permite fazer previsões da resposta do solo, sob qualquer trajetória arbitrária

de tensões, adotando-se um único conjunto de constantes. Inerentemente, os parâmetros do modelo são mantidos constantes, independentemente da trajetória de tensões (imposta ou resultante), e apenas os parâmetros do estado, como a pressão de pre-consolidação, índice de vazios, etc, pode ser alterada durante as análises. Um modelo constitutivo é uma forma

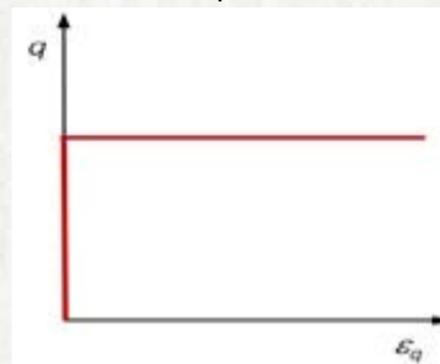


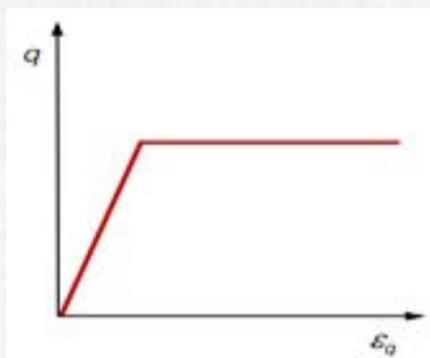
Figura 4: O melhoramento do solo mole, com a cravação de geodrenos e a formação das verticais com os bulbos de compressão radial no solo mole/muito mole em uma duplicação rodoviária.

generalizada de expressar a relação tensão-deformação, ou seja, o desenvolvimento das deformações evolutivas, causadas por alterações nas tensões efetivas. Sem perceber, utilizamos modelos constitutivos simples, em análises geotécnicas do dia a dia, e um exemplo característico é quando fazemos análises de estabilidade, de um talude estradal, com o método do equilíbrio limite, aceitamos um comportamento rígido-perfeitamente plástico, ou seja, o solo não se deforma até a ruptura, conforme figura ao lado.

A resposta tensão deformação, na figura a, ao lado, foi apresentada em termos de deformações desviadoras, ε_q , versus

a) Rígido perfeitamente plástico.

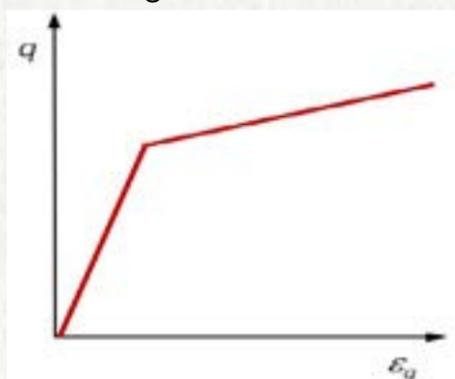
tensões desviadoras, q . O modelo Mohr Coulomb, comumente utilizado, é um exemplo do modelo elastoplástico perfeitamente plástico, conforme figura ao lado, onde a resposta elástica, puramente linear, é assumida até obter-se a rutura, definida de acordo com seu critério de rutura. Após a rutura, as deformações são calculadas declarando-se plasticidade perfeita, frequentemente assumindo-se regra de fluxo não associada (ângulo de atrito $\phi' \neq \psi'$, onde ψ' é o chamado ângulo da dilatância). Com o modelo, estima-se deformações volumétricas permanentes nulas ou negativas (com dados do ângulo da dilatância $\psi' = 0$). Consequentemente, o modelo é inadequado para representar o comportamento tensão-



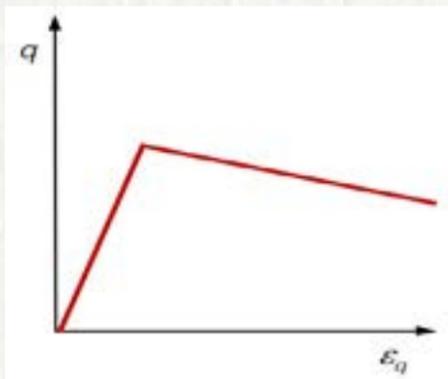
b) Elasto-plástico perfeitamente plástico.

deformação de argilas moles normalmente consolidadas ou levemente sobreconsolidadas, que tendem a apresentar contração significativa (redução de volume). Mais adequado que o modelo Mohr Coulomb, para as condições do solo mole brasileiro, são os modelos elasto-plástico hardening e o elasto-plástico softening, conforme figuras c e d.

Por simplicidade, comportam-se como bilinear em vez de não linear. Nos modelos strain hardening e strain softening, as variáveis chave, como o índice de vazios ou a medida da superfície de escoamento (definido inicialmente pela pressão aparente de preconsolidação) se alteram em função das



c) Elasto-plástico hardening.



d) Elasto-plástico softening.

deformações irreversíveis. Os modelos hardening podem explicar diversos fenômenos, como o aumento da resistência ao cisalhamento não drenada, durante a consolidação das argilas normalmente consolidadas, além dos efeitos do histórico de tensões na rigidez do solo. Os modelos strain softening, tornam-se necessários, se desejarmos explicar a diminuição da resistência cisalhante analisada, como é típico em solos moles sensíveis. O strain softening, como se observa em laboratório, pode ser causado pela inerente condição do solo mole (softening constitutivo) ou, pode ser um aparente aumento deformativo, devido à localização da deformação (faixa de cisalhamento) no verdadeiro ensaio do solo, típico em solos sobreconsolidados, ou para amostras testadas até a rutura, no lado esquerdo do estado crítico (Ver Muir Wood, 1990), exatamente por que, na análise por elementos finitos, o strain softening pode causar problemas numéricos, como dependência de malha e situações de não convergência. Nenhum dos modelos padronizados constitutivos, processados no Plaxis, permitem o strain softening. No entanto, para a condição de argilas moles sensíveis, seria necessário a modelagem. Os modelos constitutivos elasto-plásticos tem os seguintes componentes essenciais:

- A lei elástica define como são calculadas as deformações elásticas (recuperáveis). Todos os modelos hardening, tem uma lei elástica, não linear, dependente de tensões.
- A superfície de escoamento representa o limite entre as pequenas deformações recuperáveis e as grandes deformações irreversíveis. As funções matemáticas, assumidas para as superfícies de escoamento, variam nos diferentes modelos.
- A regra de fluxo, é necessária para definir a direção do fluxo plástico, o que significa intensidades variadas dos componentes da deformação.
- As leis do endurecimento, descrevem a evolução da superfície de escoamento, função de incrementos da deformação plástica.

As relações tensão-deformação comuns, para qualquer modelo elasto-plástico, são facilmente derivados quando os componentes acima são definidos pela aplicação do postulado de aditividade (deformações totais são a soma das deformações elásticas e plásticas) e a condição de consistência, que impõe que as tensões efetivas podem tanto estarem dentro da superfície de escoamento (resposta elástica) ou na própria superfície de escoamento (resposta elasto-plástica). Os estados de tensão efetiva, que estariam fora da superfície de escoamento, não são possíveis. Os modelos creep, como o soft soil creep e o creep-sclay 1S, constituem-se de componentes semelhantes, como os acima apresentados, mas com algumas modificações. A seguir, apresentamos os modelos constitutivos.



Figura 5: Após o melhoramento do solo mole, inicia-se a elevação do aterro para obtenção do greide de projeto.

GEOKON

TRUSTED MEASUREMENTS®

EQUIPAMENTOS GEOTÉCNICOS

Conheça nosso moderníssimo inclinômetro M6180 que possibilita automação e leitura em tempo real



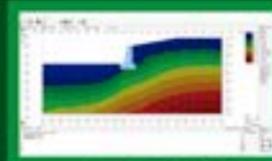
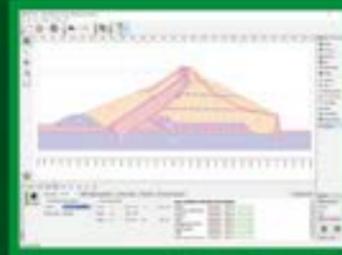
O moderníssimo inclinômetro M 6180, caracteriza-se por segmentos individuais, mecanicamente conectados com juntas estilo "bola-soquete", interligadas eletricamente com conectores à prova d'água em um único cabo, tornando o conjunto extremamente leve e compacto, o que torna fácil e rápida sua instalação. Consequentemente, seu custo tornou-se muito atrativo. O modelo M 6180 juntamente com nosso sistema de compartilhamento de dados, sem fio, da série GeoNet torna-se, portanto, a solução mais moderna de monitoramento para deslocamentos horizontais.

Conheça hoje mesmo esta moderníssima tecnologia (com preço atrativo)

Representante exclusivo no Brasil: G5 Engenharia LTDA
Contato: (41) 3402-1707 / cotacao@g5engenharia.com.br / g5engenharia.com.br

Software de Geotecnia para
uma vasta gama de análises:

-  Análise de Estabilidade
-  Escavações e Contenções
-  Muros e Gabiões
-  Recalque
-  Sondagens de Solo
-  Túneis e Poços
-  Estudos geológicos
-  Muros e Gabiões



AVALIE GRATUITAMENTE

Solicite: comercial@solucoescaad.com.br

Distribuído por:

SOLUÇÕES CAD BIM

www.solucoescaad.com.br

A. O modelo Soft Soil (SS)

O modelo SS, no Plaxis, foi inspirado no Cam Clay modificado (CCM) que, devido as grandes modificações, não pode ser classificado como um modelo de estado crítico (MEC).

B. O modelo Soft Soil Creep (SSC)

Trata-se de um modelo dependente de modificações impostas ao modelo SS. Ao invés de superfícies de escoamento, o limite entre as pequenas e as grandes deformações da fluência, são as chamadas superfícies de compressão normal (SCN). As deformações de fluência são consideradas irreversíveis.

C. O modelo Hardening Soil (HS)

Trata-se de um modelo constitutivo bastante complexo, desenvolvido para superar limitações do modelo SS, em relação a solos sobreconsolidados.

D. O modelo Creep-Sclay 1S

Trata-se de um modelo de fluência anisotrópica, para argilas moles, ampliado para ser aplicado em argilas moles sensíveis.



Figura 6: Melhoramento do solo para duplicação de rodovia, no norte do país.

VANTAGENS E DESVANTAGENS DOS MODELOS

Para selecionarmos o melhor modelo constitutivo, adequado a uma determinada obra, torna-se imperioso entender suas vantagens e limitações. Em segundo lugar, deve-se entender as principais características do modelo escolhido, bem como seus parâmetros. Por fim, deve-se avaliar a sensibilidade do modelo, aos vários parâmetros encontrados, tanto para a modelagem em nível de único elemento (por exemplo em modelagens de testes triaxiais com a ferramenta LAB TEST no Plaxis), como em níveis do valor limite. Em contraste com o modelo Mohr Coulomb, os modelos SS, HS e Creep, permitem mudanças na rigidez (rigidez não linear) e diferentes rigidezes para carregamento e descarga-recarga, conforme figura abaixo.

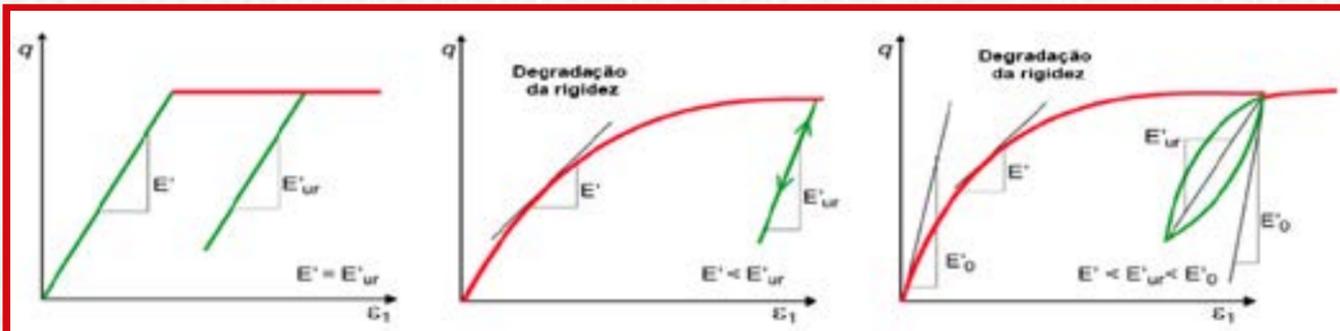


Figura 7: Comparação da rigidez nos modelos (após Obrzud 2010):

a) modelo Mohr Coulomb; b) Modelo strain hardening (por exemplo, Soft Soil, Hardening Soil); c) Modelo strain hardening com pequena rigidez de deformação (por exemplo, modelo HS pequeno).

Ao se construir em áreas urbanas, torna-se importante prever deslocamentos tanto em curtos (tempo da obra) como em longos prazos (tempo de vida da obra). Para este tipo de situação, e principalmente em aterros sobre solos moles, é aconselhável optar por um modelo de creep. A seguir, uma tabela com as características principais dos modelos constitutivos:

Características dos modelos	Modelo Constitutivo				
	Mohr Coulomb	Soft Soil	Soft Soil Creep	Hardening Soil	Creep-SCLAYIS
Rigidez não linear	x *	x	x	x	x
Rigidez dependente da tensão		x	x	x	x
Rigidez diferentes para carregamento e descarregamento		x	x	x	x
Fluxo associado	x	Cap	x	Cap	x
Fluxo não associado	x	MC	x	Cone, MC	
Efeito do histórico de tensões		x	x	x	x
Endurecimento volumétrico		x	x	x	x
Endurecimento desviatório				x	x
Anisotropia					x**
Cimentação e desestruturação					x
Dependente de taxas			x		x

* Apenas bi-linear

MC - Superfície de ruptura de Mohr Coulomb

Cap - Superfície de escoamento superior em SS e HS

Cone - Superfície de escoamento cônica de endurecimento desviatório

** Apenas para grandes deformações

Tabela 1: Principais características dos modelos constitutivos considerados.

REFERÊNCIAS

- Eng. M.Sc. Alessandro Cirone, Projeto, Execução e Controle do CPR Grouting.
- Leroueil, S., Tavenas, F., Mieussens, C., e Peignaud, M. (1978). Construction pore pressures in clay foundations under embankments. part II: generalized behaviour, Canadian Geotechnical Journal 15, 1, pp. 66–82.
- Li, C. (2014). A simplified method for prediction of embankment settlement in clays, Journal of RockMechanics and Geotechnical Engineering 6, 1, pp. 61–66.
- Magnan, J. P., Mieussens, C., e Queyroi, D. (1978). Comportements du remblai expérimental b à cubzac-les-ponts, Rev. Fr. Geotech. , 5.
- Marche, R. e Chapuis, R. (1974). Contrôle de la stabilité des remblais par la mesure des déplacements horizontaux, Canadian Geotechnical Journal 11, 1, pp. 182–201.
- Massad, F. (2009). Solos marinhos da Baixada Santista: características e propriedades geotécnicas (Oficina de Textos).
- Mello, M. A. (2013). A Consolidação Profunda Radial aplicada em solo compressível na Lagoa Rodrigo de Freitas/RJ, Dissertação de Mestrado, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro.
- Monteiro, D. A., Alves, L. F., e Araiun, N. E. B. (2014). Análise do desempenho de aterros rodoviários construídos sobre solos moles tratados com a técnica de Consolidação Profunda Radial (CPR), COBRAMSEG 2014, Goiânia - GO .
- Nogueira, E. G. (2010). Estudo de algumas soluções de tratamento de solos moles para construção de aterros no Trecho Sul do Rodoanel – SP, Dissertação de Mestrado, USP, São Paulo.
- Oliveira, H. M. (2006). Comportamento de aterros reforçados sobre solos moles levado à ruptura, Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- Oliveira, J. R. M. S. (1999). Controle de estabilidade em aterros sobre solos moles, Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- Omine, K., Ochiai, H., e Bolton, M. (1999). Homogenization method for numerical analysis of improved ground with cement-treated soil columns, em Proceedings of the International Conference on Dry Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization, pp. 161–168.
- Orleach, P. (1983). Techniques to evaluate the field performance of vertical drains, Master thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass.
- Ortigão, J. A. R. (1980). Aterro experimental levado à ruptura sobre argila cinza do Rio de Janeiro, Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- Ortigão, J. A. R., Werneck, M. L. G., e Lacerda, W. A. (1983). Embankment failure on clay near Rio de Janeiro, Journal of Geotechnical Engineering 109, 11, pp. 1460–1479.
- Pereira, A. C., Coutinho, R. Q., e Severo, R. N. F. (2012). Caracterização geotécnica de depósito de solos moles com ocorrência em obra de duplicação da BR-101 no Vale do Rio Curimataú-RN: Avaliação da evolução dos parâmetros de resistência e de deformabilidade após intervenção no depósito, COBRAMSEG 2012, Porto de Galinhas - PE .
- Pinto, C. S. (2002). Curso básico de Mecânica dos Solos (Oficina de Textos, São Paulo). Poulos, H. G. (1972). Difficulties in prediction of horizontal deformations of foundations, Journal of the SoilMechanics and Foundations Division 98, 8, pp. 843–848.
- Riccio, M., Baroni, M., e Almeida, M. S. S. (2013). Ground improvement in soft soils in Rio de Janeiro: the case of the Athletes' Park, Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Civil Engineering 166, 6, pp. 36–43.
- Rixner, J. J., Kraemer, S. R., e Smith, A. D. (1986). Prefabricated Vertical Drains, Vol. I, Engineering Guidelines (Federal Highway Administration, Washington, D.C.).
- Rodrigues, J. C. (2014). Solução geotécnica para tratamento do solo de fundação na crítica zona portuária de Manaus, AM, COBRAMSEG 2014, Goiânia - GO .



A MODELAGEM GEOTÉCNICA DO MELHORAMENTO DO SOLO MOLE COM GEOENRIJECIMENTO

Figura 1: Seção de um encontro de viaduto, com melhoramento do solo de fundação já recebendo aterro.

O geoenrijecimento é a única atividade de melhoramento da argila mole, baseada em sua consolidação, ou seja, inicialmente, crava-se geodrenos, seguido da compressão do solo, realizada pela formação de bulbos, com bombeamento de geograut, uma argamassa cimentícia com consistência quase seca que, via expansão de cavidades, imprime compressão radial no solo, impondo forte campo de tensões, metro a metro, da base do depósito mole até a superfície, consolidando-o. As formações dos bulbos, ao longo de verticais, devido ao ambiente do solo mole, não formam colunas aprumadas, mas sim bulbos desalinhados e desaprumados que, no geral, não fazem contato entre si. Portanto, se consideramos o serviço como um todo, ao longo de uma grande área, o "novo" solo estará formado por milhares de bulbos de geograut, circundados por solo argiloso comprimido e consolidado. A conceituação desta ideia inovadora, a cerca de 30 anos atrás, levou ao desenvolvimento de um modelo de cálculo de modelagem, adotando-se o modelo do meio homogêneo equivalente e o formato executivo realizado com verticais com formação de bulbos sequenciais.

Célula Unitária

Os serviços de geoenrijecimento iniciam-se com a cravação de geodrenos até a base do solo mole. Em seguida, procede-se à formação de verticais com espaçamento que varia, tipicamente, de 2,0 m a 4,0 m. Geodrenos e verticais de adensamento são, ambos, realizados conforme malhas regulares, compondo um padrão geométrico - triangular ou quadrado - em que a malha de



Figura 2 e 3: Bulbos de geogROUT após serviços de geoenrijecimento para viabilizar escavação para a construção de dois subsolos com a presença de solo mole.

verticais é, de fato, sobreposta à de geodrenos. Isto se deve à sua metodologia executiva. As malhas (c) e (d) da Figura 4 são as configurações mais empregadas pois, na maioria

dos casos, um espaçamento entre verticais é igual ao dobro do espaçamento entre geodrenos. Para cada malha apresentada na Figura 4 é possível definir a célula unitária analogamente à situações de aterros sobre drenos verticais. A célula unitária é composta pela vertical de adensamento (com bulbos de geogROUT), o solo ao redor comprimido, adensado e confinado, e os drenos em seu contorno, convenientemente equiparada à forma cilíndrica, cujo diâmetro é obtido igualando-se a área transversal da célula unitária à área do círculo equivalente. Devido à presença de geodrenos, ao longo do perímetro da célula unitária, torna-se conveniente defini-la como "o volume de controle padrão delimitado por um contorno rígido, drenante e sem atrito, simétrico à vertical de adensamento", efetuando a transformação mostrada na Figura 5. O número de geodrenos, e sua disposição na célula unitária, influenciam a condição de contorno no processo do adensamento radial. Dependendo da malha utilizada, o número de geodrenos varia de 3 até 8, oferecendo amplas opções de drenagem.

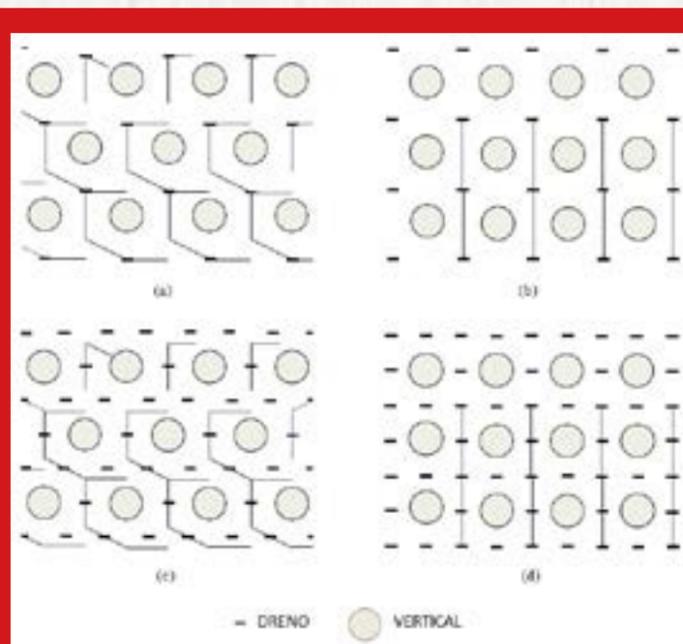


Figura 4: Malhas mais frequentemente utilizadas no geoenrijecimento. Nos casos (a) e (b) o espaçamento entre verticais é igual ao espaçamento entre drenos. Nos casos (c) e (d) o espaçamento entre verticais é igual ao dobro do espaçamento entre drenos.



SENSORES DE RECALQUE



CÉLULAS DE PRESSÃO PARA ATERROS

GEOKON

TRUSTED MEASUREMENTS®

EQUIPAMENTOS GEOTÉCNICOS



CÉLULAS DE PRESSÃO CRAVÁVEIS NO TERRENO



PIEZÔMETROS

A Geokon é líder mundial em automação e instrumentação geotécnica para monitoramento de solos

Representante Exclusivo no Brasil



G5 Engenharia LTDA
Tel: (41) 3402-1707
g5engenharia.com.br

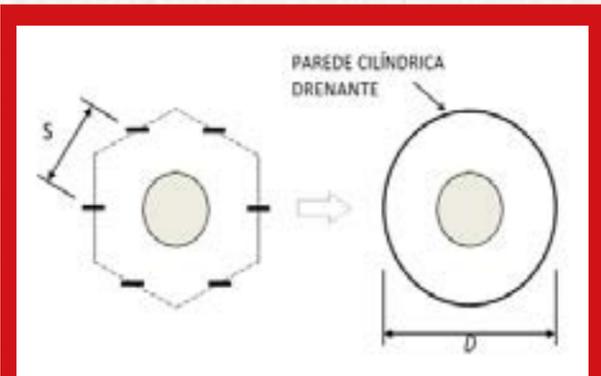


Figura 5: Os drenos são transformados em uma parede cilíndrica drenante (Ye et al., 2012)

Em todos os casos, é possível calcular a área da célula unitária, A, e seu diâmetro equivalente, D, a partir do espaçamento dos geodrenos, S. O tipo de malha utilizada determinará o espaçamento entre verticais. A Tabela 1 resume as características geométricas (em função do espaçamento dos geodrenos) de todas as células unitárias.

Formato ^a	Espaçamento entre verticais	Área da célula unitária	Diâmetro equivalente ^b
	S	$\frac{\sqrt{3}}{2} S^2$	$D = 1,05S$
	S	S^2	$D = 1,13S$
	2S	$2\sqrt{3}S^2$	$D = 2,15S$
	2S	$4S^2$	$D = 2,257S$

^aVide Fig. 4
^bVide Fig. 5
 S = espaçamento de geodrenos.

Tabela 1: Geometria da célula unitária.



Figura 6: Execução de aterro teste para certificação do melhoramento do solo mole em um empreendimento logístico, que recebeu 2,5mts de aterro para chegar a cota de projeto.

A razão de Substituição

Os bulbos de geogROUT, são expandidos segundo um alinhamento vertical formando, justamente, uma vertical de adensamento (Figura 7). Conseqüentemente, o projeto consistirá na definição do volume do geogROUT que constituirá a vertical de adensamento da célula unitária. Esta informação pode ser resumida, introduzindo-se o conceito da Razão de Substituição, RS, definida como "o volume da vertical de adensamento, dividido pelo volume da célula unitária in-

deformada". Portanto, com base na Figura 7 é possível definir a razão de substituição pela seguinte expressão:

$$R_S = \frac{\sum_{i=1}^N V_{g_i}}{A N h}$$

onde V_{g_i} é o volume expandido do bulbo i-ésimo, A é a área da seção transversal da célula unitária, N é o número de bulbos e h é o espaçamento vertical entre os centros dos bulbos. No caso de todos os bulbos terem volumes iguais, a razão de substituição é dada por:

$$R_S = \frac{V_g}{A h}$$

onde V_g é o volume do bulbo de projeto ou critério de volume, A é a área da seção transversal da célula unitária e h é o espaçamento vertical entre os centros dos bulbos ou, simplesmente, puxamento de 1m da lança. A razão de substituição representa, em termos de volume, a taxa de solo substituído por geogROUT, graças à compressibilidade da argila mole. Este parâmetro tem um efeito muito importante no comportamento do solo melhorado, conforme mostrado a seguir.

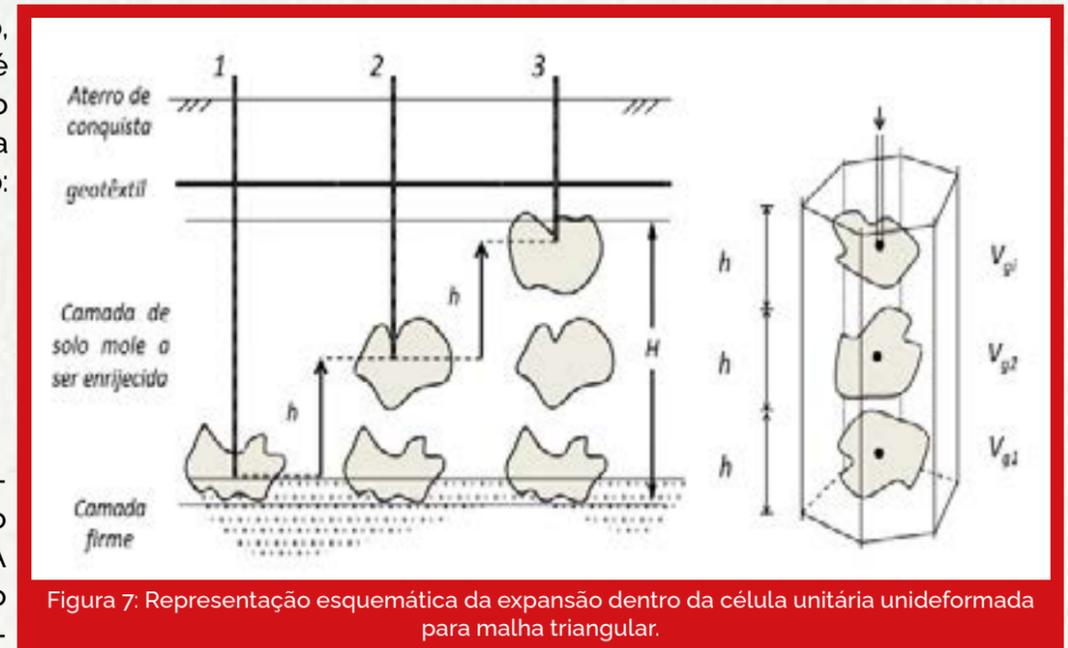


Figura 7: Representação esquemática da expansão dentro da célula unitária unideformada para malha triangular.



Figura 8: Elevação de aterro em um encontro de viaduto, após o melhoramento do solo.

1º Exemplo prático: A razão de substituição é determinada em função da geometria da malha e do critério de volume. Considerar a malha (c) da Figura 4 adotando um espaçamento de drenos igual a $S = 1,5$ m. A área da célula unitária é calculada de acordo com a tabela 1 anterior.

$$A = 2 \sqrt{3} S^2 = 7,79 \text{ m}^2$$

O critério de volume é $V_g = 900$ l, expandindo um bulbo a cada metro. Logo, tem-se:

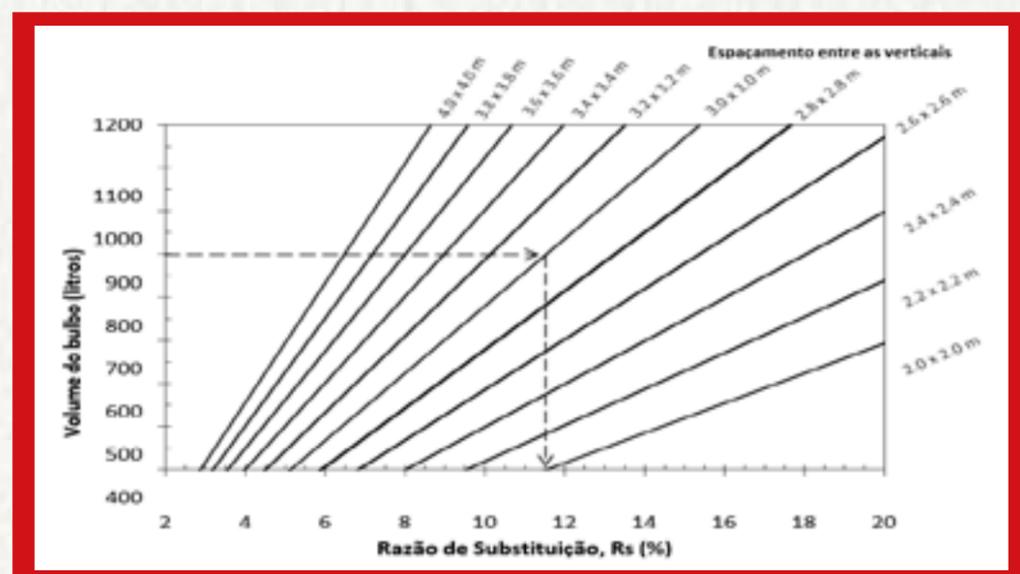
$$R_S = \frac{V_g}{Ah} = \frac{0,9}{7,79 \times 1} = 11,55\%$$

Isto quer dizer que 11,55% do volume compressível original do solo é substituído por geogROUT.



Figura 9: Melhoramento do solo, com geoenrijecimento e análise piezométrica certificando o serviço.

2º Exemplo prático: Elaborar uma planilha eletrônica, que realize os cálculos automáticos é essencial para fins de projeto. O ábaco, a seguir, foi redigido com planilha Excel para facilitar a estimativa da razão de substituição, no caso da malha (c) da Figura 4. A razão de substituição foi calculada variando-se o espaçamento da malha e o volume do bulbo de projeto, fixando-se o valor do puxamento de 1m da lança, formando-se um bulbo a cada metro.



REFERÊNCIAS

- Patricia Karina Tinoco é engenheira geotécnica. Trabalha com melhoramento de solos moles.
- Eng. M.Sc. Alessandro Cirone, Projeto, Execução e Controle do CPR Grouting.
- ABDULLAH, C.H. (2006). Evaluation of Load Transfer Platforms and Their Design Methods for Embankments supported on geopiers. Dissertação de Doutorado, University of Wisconsin.
- ABDULLAH, C.H. (2006). Evaluation of Load Transfer Platforms and Their Design Methods for Embankments supported on geopiers. Dissertação de Doutorado, University of Wisconsin.
- ACHARYA, B., Han, J., Thakur, J.K., and Parsons, R.L. (2012). Onsite Use of Recycled Asphalt Pavement Materials and Geocells to Reconstruct Damaged Pavements by Heavy Trucks. Final Report MATC – KU: 462, the Mid-America Transportation Research Center, Lincoln, NE.
- ADAMS, M.T. and COLLIN, J.G. (1997). Large model spread footing load tests on geosynthetic reinforced soil foundations. J. Geotechn. Geoenviron. Eng., 123(1): 66-72.
- ÅHNBERG, H. 2006. Effects of consolidation stresses on the strength of some stabilized Swedish soils. Ground Improvement, Vol. 10, No. 1, pp. 1-13.
- ALEXIEW D, VOGEL W (2001) Railroads on piled embankments in Germany. Milestone projects, Landmarks in earth reinforcements, ed. by Ochiai et al., Swets & Zeitlinger, pp 185-190
- ALEXIEW, D., HORGAN, G.J., and BROKEMPER, D. (2003). "Geotextile encased columns (GEC): Load capacity and geotextile selection." In Foundations: Innovations, Observations, Design and Practice. Thomas Telford, London.
- ALZAMORA, D. E., WAYNE, M.H., and HAN, J. (2000). Performance of SRW supported by geogrids and jet grout columns. Performance Confirmation of Constructed Geotechnical Facilities, ASCE Geotechnical Special Publication No. 94, A.J. Lutenegeger and D.J. DeGroot (eds.). ASCE Press, Reston, VA 456-466.
- BARATA, F. E. e DANZIGER, B. R. (1986). Compressibilidade de argilas sedimentares marinhas moles brasileiras, em Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre, pp. 99-112.
- BERG, R. R., CHRISTOPHER, B.R., and SAMTANI, N.C. (2009). Design of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes. Volume I, FHWA – NHI – 10-024, FHWA GEC 011 – Vol I.
- BERGADO DT, CHAI JC, MIURA N, BALASUBRAMANIAM AS (1998). PVD improvement of soft Bangkok clay with combined vacuum and reduced sand embankment preloading. Geotech Eng, Southeast Asian Geotech Soc 29(1):95-121
- BHANDARI, A. (2010). Micromechanical Analysis of Geosynthetic-Soil Interaction under Cyclic Loading. Ph.D. dissertation, the University of Kansas.
- BINGUET, J. and LEE, K. L. (1975). "Bearing capacity analysis on reinforced earth slabs." J. Geotech.Eng.Div., 101(12): 1257-1276.
- BISHOP, A. W. (1955). "The use of the slip circle in the stability analysis of slopes." Geotechnique, 5(1): 7-17.
- BONAPARTE, R., HOLTZ, R. D., and GIROUD, J. P. (1987). "Soil reinforcement design using geotextiles and geogrids," Geotextile Testing and the Design Engineer, ASTM, STP No. 952: 69-116.

The logo for Soft Soil Brazilian Institute (SSBI) features the letters 'SSBI' in a bold, sans-serif font. The 'SS' is green, and the 'BI' is white with a green outline, all set against a dark green rounded rectangular background.

**SOFT SOIL
BRAZILIAN
INSTITUTE**

O SOFT SOIL BRAZILIAN INSTITUTE você e sua obra com tudo sobre solos moles

Melhorar solos moles exige conhecimentos geotécnicos práticos e teorias sofisticadas. Cada obra é um caso específico que exige solução diferenciada. Saiba como dimensionar o Geoenrijecimento do solo mole, através de planilha exclusiva. Basta acessar o link:
<http://www.engegraut.com.br/geoenrijecimento/MCLv1.0.rar>

softsoilbrazilianinstitute.com.br



PARCEIROS



GEOKON
TRUSTED MEASUREMENTS

SOLUÇÕES em GIS



TROGERTEC

ENEGRAUT
TRABALHO COM QUALIDADE

ROCTEST