

# Soft Soil Brazilian Review

04

Solo mole. O objetivo é analisar a estabilidade

14

Caracterizando o solo mole, para a análise do recalque.

24

Análise da estabilidade de um aterro, sobre solos moles, para um encontro de viaduto no sul do país.

## 22 Consulta

Como proceder as análises de campo, com CPTU, objetivando-se a obtenção do perfil da resistência não drenada nas camadas de solo mole?

**SOLO MOLE**

*O objetivo é analisar  
a estabilidade*

pág.04



# EDITORIAL

Para se construir de maneira segura e econômica, sobre solos moles, exige-se conhecimento dos parâmetros que responderão por sua estabilidade e, também, pela surgência de deformações. Problema complicado, pois, as propriedades geotécnicas do solo mole são difíceis e custosas de serem obtidas, na medida em que, muitas das vezes, torna-se necessário obter amostras fidedignas e ensaiá-las em laboratórios. A questão é que, obter amostras de solos moles, é tarefa quase impossível, na medida em que exige-se equipamentos especializados, manuseio cuidadoso e muita experiência que, com tudo, ainda assim, depara-se com parâmetros que sugerem amolgamento nas amostras, quase sempre evidenciando baixa resistência não drenada, rigidez e presença de pré-consolidação, exigindo-se um exame profundo dos valores encontrados, tanto no campo quanto em laboratório e uma atribuição do grau de confiabilidade a ser dado, de modo a se chegar bem no desejado projeto. Exatamente, a escolha final destes parâmetros, de forma conservadora ou não, terá grandes consequências, social e econômica, no projeto. Esta

edição da SSBR, é um apanhado de pesquisas super recentes, sobre esta difícil arte de trabalhar com solos moles, particularmente na determinação da resistência não drenada, característica de cada depósito de solo mole analisado. Mais especificamente sobre determinar um perfil representativo, idôneo e característico da resistência não drenada do solo mole, seja com métodos in situ ou laboratório, discutindo o impacto do histórico de tensões, taxas de deformação, limites de atterberg e amolgamento das amostras. Por outro lado está claro que, as características de qualquer depósito de solos moles, causam recalques excessivos e rutura não drenada, tornando-se obrigatório tratar o solo com geoenrijecimento, único método efetivo de melhoramento, que incide sobre sua consolidação. O método de pré-carregamento é bastante limitado, com baixíssimo custo benéfico. As demais soluções, a base de colunas, que transferenciam as cargas são meros paliativos.

**Boa leitura.**  
**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  
Engº Joaquim Rodrigues

DIRETORES ADJUNTOS  
Engº Thomas Rodrigues  
Engº Roger Kim  
Engª Patricia Tinoco

PUBLICIDADE, ASSINATURA  
Cleide Ferreira

EDITOR DE ARTE  
Ágatha Braga

REPRINTS EDITORIAIS  
Mariana Tati

### FALE CONOSCO

[softsoilgroup.com.br](http://softsoilgroup.com.br)

[@engegraut](https://www.instagram.com/engegraut)

(21) 3154-3250

[atendimento@softsoilbrazilianinstitute.com.br](mailto: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](mailto:atendimento@softsoilbrazilianinstitute.com.br)

com.br



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

# 22

Edição - SET - OUT 2022

## Sumário

Solo mole. O objetivo é analisar a estabilidade **04**  
Joaquim Rodrigues

Caracterizando o solo mole, para a análise do recalque. **20**  
Thomas Kim

Análise da estabilidade de um aterro, sobre solos moles, para um encontro de viaduto, no Sul do país. **36**  
Patricia Tinoco



## Capa



A presença de solos moles, em qualquer tipo de construção, exige completa compreensão dos parâmetros que governam as questões de recalque e estabilidade. Este é um problema complicado pois, identificar solo mole é um desafio, na medida em que se tem, rotineiramente, o Standard Penetration Test (SPT), popular ferramenta de investigação geotécnica, em praticamente todo o mundo.

## Seções

Editorial **02**

Agenda **35**

Consulta **30**

[softsoilbrazilianinstitute.com.br](http://softsoilbrazilianinstitute.com.br)

SOLOS MOLES



# SOLO MOLE. O OBJETIVO É ANALISAR A ESTABILIDADE

Figuras 1, 2, 3 e 4: Após o melhoramento do solo mole de fundação, necessário para a construção de uma marginal na rodovia Anhanguera (SP-330), prolongou-se a galeria, que permite a passagem de um riacho sobre a via. A seguir, a elevação do aterro, com aproximadamente 12m de altura. Na sequência, o melhoramento do solo com a cravação dos geodrenos, seguido da formação dos verticais, com formação de bulbos, via expansão de cavidades para a compressão do solo mole, objetivando sua consolidação. Ao final, a marginal construída.

A resistência do solo ao cisalhamento, é um conhecimento exigido em sua análise de estabilidade. Se em um ponto, dentro do solo de fundação, no terreno em que está sendo constituído um aterro, as tensões cisalhantes crescem, e tornam-se iguais à resistência cisalhante do solo, ocorre rutura neste ponto. Originalmente, muito antes do princípio das tensões efetivas, a resistência cisalhante,  $t$ , em um determinado ponto no interior do solo, foi

$$\tau = c + \delta t g \phi$$

idealizado por Coulomb, como uma função linear das tensões desenvolvidas normalmente, na condição de rutura.

Onde,  $c$  e  $\phi$  são os parâmetros da resistência do solo, denominados de resistência coesiva e resistência ao atrito, respectivamente, muito difíceis de serem obtidos, quando se trata de argilas. Mais tarde, Hvorslev propôs que a coesão ( $c$ ) depende da água do solo, e que o orgulho de atrito interno  $\phi$  é, apenas, uma característica do solo. Idealizou que a resistência do solo, só pode ser efetivada pelas partículas sólidas. Logo, a resistência deve ser expressa como tensão normal efetiva ou a diferença da tensão total com a poropressão:

$$\tau = c + \delta t a g \phi = c + (\delta - u) t a g \phi$$

Nesta equação,  $c$  refere se a verdadeira coesão,  $\delta$  representa a tensão normal efetiva no ponto de rutura,  $\delta$  é a tensão total normal no ponto de rutura e  $\phi$  é o ângulo de atrito interno.

**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



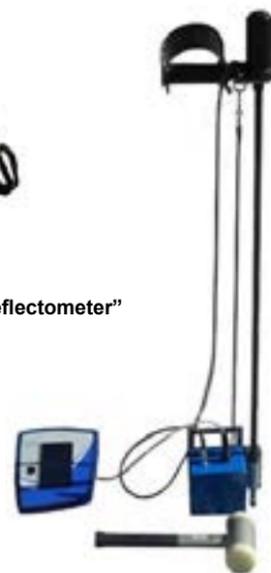
1.022.250 - Prensa CBR / Marshall Digital Microprocessada



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



4.100.300 - LWD "Light Wheight Deflectometer"



4.100.035 - Penetrômetro Dinâmico Eletrônico para Solos Panda



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

Embora esta equação tenha sido universalmente aceita, para deduzir a resistência drenada de um solo, a resistência não drenada das argilas moles continua sendo uma incógnita. Na conferência da mecânica do solo, em 1948, o conceito "análise do  $\sigma=0$ " foi levantado por Skempton, porque solos coesivos saturados apresentam resistência ao atrito  $\sigma=0$ , quando conduzidos à rutura na condição de cisalhamento não drenado. A resistência correspondente idealizada, passou a ser a resistência cisalhante não drenada, específica para o conceito do  $\sigma=0$ , assumindo-se em solo argiloso saturado, sob condição não drenado, com forte atuação da poropressão, o que deixa as tensões efetivas inalteradas. Logo, se as tensões efetivas em uma amostra de solo ensaiada, não são alteradas, a tensão desviadora, necessária para levá-la à rutura, não altera.

## PRÁTICA RECOMENDADA PARA OBTEN PARÂMETROS DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DAS ARGILAS MOLES, OBJETIVANDO-SE A ANÁLISE DA ESTABILIDADE

Obter características da resistência não drenada, em um solo mole submetido a um carregamento de aterro, é o parâmetro mais importante em uma análise de estabilidade, já que valores conservadores ou "típicos", poderão ter consequências negativas ou positivas, na maioria dos projetos. Assim, para tal, dever-se-á considerar a influência do histórico de tensões, o tecido do solo, as taxas deformativas, os limites de Atterberg, e a missão quase impossível da amostragem no solo mole. Como se vê, obter parâmetros geotécnicos em qualquer depósito de solos moles é um tremendo desafio, desde o início do conceito. Como orientação simples, dever-se-á obter, sempre, os perfis da resistência não drenada, com a profundidade. Esta é uma regra básica.

## A ANÁLISE LABORATORIAL

A resistência não drenada, pertinente as amostras de solo mole não amolgadas, pode ser estimada utilizando-se testes laboratoriais como o cisalhamento direto, a palheta de laboratório, além de testes uniaxiais, biaxiais e triaxiais, sendo este último o mais confiável, na medida em que haja cuidado suficiente para a preparação das amostras, a seleção da pressão da célula e a taxa de cisalhamento imposta. A boa prática sugere que os testes edométricos, sejam realizados antes do triaxial, de modo a se conhecer a pressão de pré-consolidação do solo analisado, mesmo porque há mais opções de métodos para serem utilizados, como os métodos de Casagrande, Jambu e Salfor. Além disso, é muito importante o conhecimento da tensão efetiva in situ (medição da poropressão), ao longo das profundidades de coleta das amostras, para os testes triaxiais, o que



Figura 5 - Na rutura, as tensões cisalhantes, ao longo da superfície de rutura, encontram a resistência do solo.

ção das amostras, a seleção da pressão da célula e a taxa de cisalhamento imposta. A boa prática sugere que os testes edométricos, sejam realizados antes do triaxial, de modo a se conhecer a pressão de pré-consolidação do solo analisado, mesmo porque há mais opções de métodos para serem utilizados, como os métodos de Casagrande, Jambu e Salfor. Além disso, é muito importante o conhecimento da tensão efetiva in situ (medição da poropressão), ao longo das profundidades de coleta das amostras, para os testes triaxiais, o que



Figura 6 - Na rutura, as tensões cisalhantes, ao longo da superfície de rutura, encontram a resistência do solo.

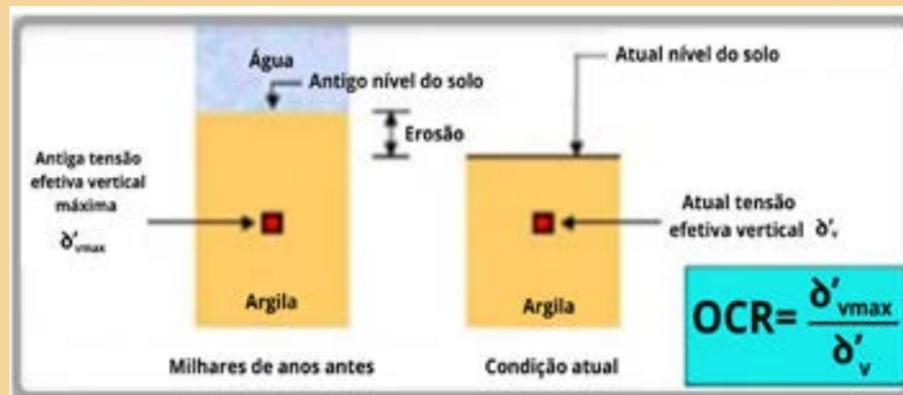
para as amostras de solo, resultando em valores altos para a resistência não drenada. Da mesma maneira que nos testes edométricos, os resultados do triaxial dependerão da taxa de deformação a ser imposta. Um aumento da taxa de deformação, geralmente implica em resistência não drenada majorada e comportamento frágil. Desta forma, sugere-se aumentos de 150% na resistência não drenada, quando a proporção do cisalhamento é aumentada, com taxas muito rápidas e ritmo lento. Alguns depósitos de argilas moles, evidenciam que existe pouca diferença na resistência não drenada, quando o corpo de prova é cisalhando à taxas de 0,7 a 3,0% por hora. A condição de dilatação e contração também deverá ser considerada, quando se deseja estimar a resistência não drenada, a partir dos ensaios triaxiais. Para testes triaxiais não drenados, exibindo comportamento de contração (crescimento positivo do excesso de poropressão durante o cisalhamento), é recomendado obter a resistência não drenada para seu valor máximo. Nos testes que, primeiro, apresentam comportamento de contração e, depois, evidenciam dilatação, certamente, as amostras estarão comprometidas por amolgamento, sendo aconselhável não ultrapassar os valores da resistência não drenada, que evidencia o ponto representativo da transição entre contração e dilatação. Realmente, solos que dilatam (argilas altamente consolidadas), geralmente atingem altas resistências, no entanto, isto relaciona-se a existência de grandes deformações, recomendando-se que a resistência não drenada seja definida por uma determinada deformação, por exemplo 10%.

## RAZÃO DO SOBREADENSAMENTO (OCR)

- OCR é a relação entre a antiga tensão efetiva máxima ( $\sigma'_{vmax}$ ) e a atual tensão efetiva vertical ( $\sigma'_v$ ).
- A antiga tensão efetiva vertical máxima é a pressão de adensamento ( $\sigma'_a$ ).

Razão do sobreadensamento,

$$OCR = \frac{\sigma'_{vmax}}{\sigma'_v}$$



exige também uma estimativa correta do  $K_0'$ , podendo utilizar-se o método de Brook e Ireland, muito fáceis de se trabalhar com base no índice de plasticidade e no OCR. Torna-se necessário ser cauteloso, ao utilizar um valor alto de  $K_0'$ , o que pode resultar em uma tensão media efetiva alta



SENSORES DE RECALQUE



CÉLULAS DE PRESSÃO PARA ATERRS

# 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

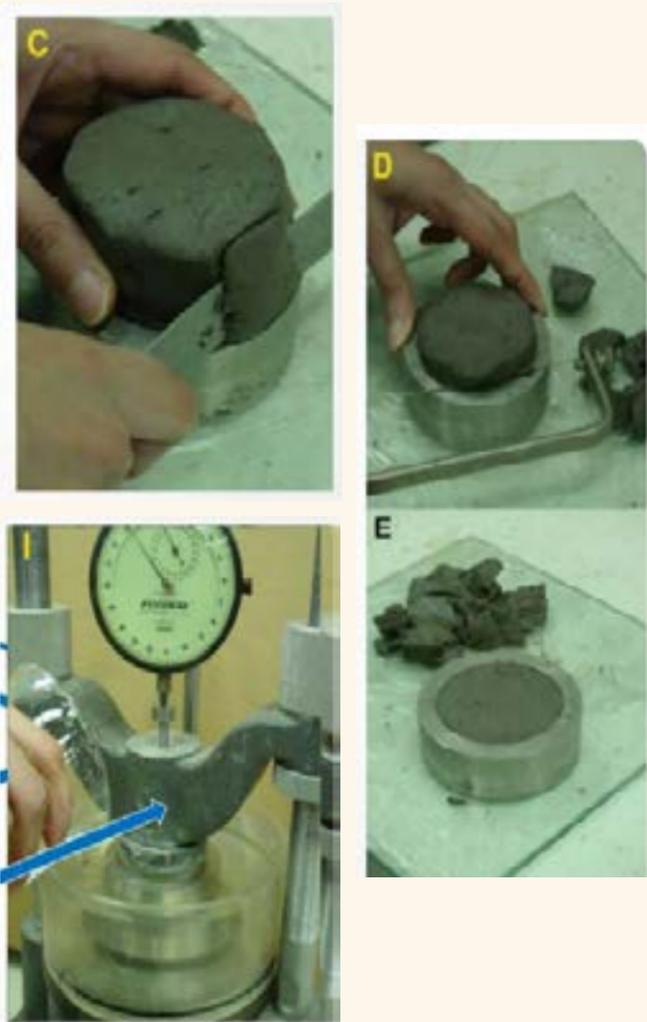


G5 Engenharia LTDA  
Tel: (41) 3402-1707  
g5engenharia.com.br

## TESTE DA CONSOLIDAÇÃO (EDÔMETRO 1-D)

- Este teste é realizado para se obter a magnitude e a taxa da diminuição de volume, que uma amostra de solo, confinada lateralmente, se submete quando sujeita a diferentes pressões verticais.
- A partir dos dados obtidos, a curva de consolidação (relação entre a pressão e o índice de vazios) poderá ser obtida.
- Estes dados são úteis para se obter o índice da compressão imposto ao solo ( $C_c$ ), o índice da recompressão ( $C_r$ ) e a pressão de adensamento (ou a antiga pressão máxima imposta) no solo.
- Adicionalmente, os dados obtidos podem também ser utilizadas para determinar o coeficiente de consolidação ( $C_v$ ) e o coeficiente da compressão secundária ( $m_v$ ) do solo.

### Equipamento:

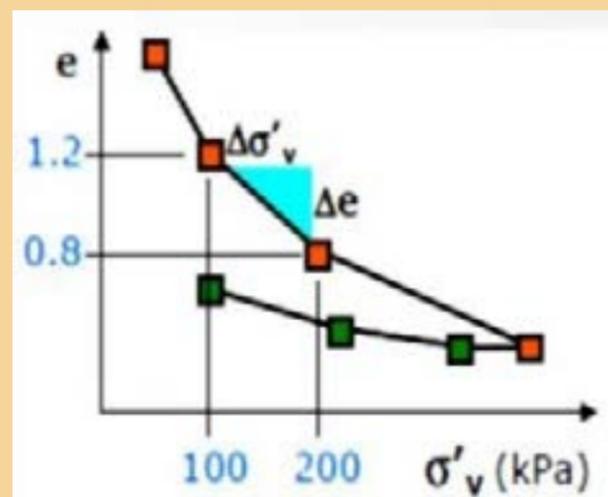
- Aparelho de consolidação (incluído de mole, pedra porosa, reservatório d'água e a carga).
  - Prato
  - Medidor/mostrador
  - Aparador de amostras, vidro
  - Prato, metal com borda reta, relógio, data de mistura, filtro de papel.
- 
- Pesa-se o anel de consolidação vazio, juntamente com o pote de vidro
  - Meça a altura do anel ( $h$ ) e o seu diâmetro interno.
  - Remova a amostra de solo do amostrador, geralmente em tubo Shelby de parede fina.
  - Corte uma amostra com aproximadamente 8cm de comprimento
  - Cuidado para não deixar vazios entre o anel e a amostra
  - Vire o anel com cuidado e remova a porção do solo saliente acima do anel. Utilize a borda reta do metal, cortando a superfície do solo, nivelada com a superfície do anel.
  - Coloque a placa de vidro, previamente pesada, sobre a superfície cortada e, cuidadosamente corte a outra extremidade de maneira similar.
  - Pese a amostra com o anel e o prato de vidro.
  - Remova o anel com a amostra, limpando sua superfície na curva de calibração. Ajuste o seletor do manômetro para a pressão desejada.
  - Anote as leituras da consolidação do mostrador, para os tempos trabalhados.

## COEFICIENTE DA COMPRESSIBILIDADE, $m_v$

- O coeficiente da compressibilidade volumétrica,  $m_v$ , é a relação entre a deformação volumétrica  $\Delta \epsilon_v$  e a tensão efetiva alterada  $\Delta \sigma'_v$ .

$$m_v = \frac{\Delta \epsilon_v}{\Delta \sigma'_v} = \frac{\Delta e}{(1 + e_0) \Delta \sigma'_v}$$

- As unidades, para o  $m_v$ , são o inverso da pressão, ou seja,  $m^2/KN$  e seu valor depende da variação da tensão sobre a qual é calculada.



## TESTES DE CAMPO

O teste mais comum, para se conhecer a resistência não drenada de solos moles é o CPTu, independentemente do teste com palheta (Vane test), já que permite estabelecer um perfil contínuo, com a profundidade. Evidentemente, a palheta tem uma certa preferência, já que pode ser utilizada sob condição de cisalhamento simples direto, tanto para o solo na condição vigem, como amolgado. A palheta

é o único teste, realizado in situ, que pode ser utilizada para determinar a resistência de solo mole na condição amolgado, além da sensibilidade diretamente. No entanto, é susceptível a heterogeneidades do solo, quando o solo mole apresenta baixa plasticidade, ou possui argilas com presença de siltes.

## CONHECENDO O PERFIL DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

A interpretação da resistência não drenada, precisa ser realizada com base nos resultados de laboratório e campo, de modo a representar o volume do solo de fundação pertinente, tomando-se o cuidado com os testes rotineiros, como o uniaxial, que podem não ser representativos. Se as medidas obtidas apresentam grande variação, também dever-se-á tomar cuidado para interpretar os valores da resistência. Uma sugestão para a montagem do perfil da resistência não drenada é a seguinte (lab ou campo):

- Testes triaxiais de boa a excelente qualidade
- CPTu
- Pressiômetro
- Palheta (Vane) e teste uniaxial
- Relação empírica sobre o histórico de tensões e os parâmetros das tensões normalizadas (SHANSEP). Sa-





Leica Geosystems introduces 3D machine control solution for compact excavators and backhoes with swing boom

The Leica iCON iXE3 3D excavator machine control solutions will be available for smaller excavators with swing boom, providing an easy-to-use solution on one unified software and hardware platform.

(Heerbrugg, Switzerland, 2021) Leica Geosystems, part of Hexagon, today announced to extend the Leica MC1 one-for-all software platform by offering its 3D machine control solution for compact excavators and backhoes with swing boom.

Contractors rely on efficient workflows for applications such as trenching for footings, grading ditches or digging out basements. As such, demand for technology-enabled compact equipment is rapidly growing. Whenever applications require a consistent grade and sustained slope, 3D machine control solutions from Leica Geosystems excel on the job.

Leveraging the Leica MC1 – a unified

platform for software and hardware – means compact equipment benefits from flexible dataflows, easy-to-use interfaces and increased productivity so operators can focus on the job. Operators also have the flexibility to use the MC1's portable control panel across multiple machines and benefit from the cloud-based collaboration platform Leica ConX, to share and report as-built documentation with office and field stakeholders.

**LEICA GEOSYSTEMS**

Contact us

Communications Team

Leica Geosystems AG

CH-9435 Heerbrugg

Switzerland

media@leica-geosystems.com

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

Eng. Thaisa Lisboa



**Solicite agora mesmo!**





## SOLO MOLE NO SEU PROJETO?

NÃO TRABALHE COM TÉCNICAS ALTERNATIVAS OU ADAPTADAS

## FAÇA MELHORAMENTO DE SOLO

MELHORAMENTO DE SOLOS MOLES É **GEOENRIJECIMENTO\***

\*100% TEORIA DO ADENSAMENTO DA ARGILA

 facebook.com/engegraut

 @engegraut

 www.engegraut.com.br

VISITE NOSSO SITE: [WWW.ENGEGRAUT.COM.BR](http://WWW.ENGEGRAUT.COM.BR)

be-se que a resistência da argila mole não drenada, relaciona-se com sua pressão de pré-consolidação ( $P_c'$ ).

O modelo SHANSEP (histórico de tempo e propriedades do solo normalizado) é utilizado para modelar a resistência não drenada de certos solos argilosos.

O perfil selecionado da resistência não drenada, deverá situar-se entre seus limites inferior e superior.

### ANISOTROPIA DA RESISTÊNCIA DA ARGILA MOLE

Argilas moles são anisotrópicas por natureza, razão pela qual, para se realizar uma análise de estabilidade, torna-se necessário considerar a anisotropia de resistência. Um estudo recente, realizado por Thakur et al, sugere que o índice de plasticidade e o teor de umidade do solo mole, estão correlacionados com sua anisotropia. No entanto, não se observa uma clara correlação entre a anisotropia de resistência, o OCR, o teor argiloso do solo ( $<2\mu$ ), a sensibilidade e o limite de liquidez.

### IMPLICAÇÕES QUE O PERFIL DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA PODE PROVOCAR NO FUTURO PROJETO

Como já se pode observar, a qualidade do perfil da resistência não drenada, terá impacto direto no cálculo da estabilidade, e no conseqüente custo da solução para melhorar o solo da futura obra, sobre o terreno com solos moles.



Figuras 7 e 8: Após o melhoramento do solo, a preparação para elevar o aterro para a construção de outra marginal na via Anhanguera.

### CASO DE OBRA

#### ATERRO DE ENCONTRO PARA UMA PONTE NO INTERIOR DE MINAS GERAIS

Analisando os resultados obtidos pelo ensaio de palheta in situ, constatou-se valores muito baixos da resistência não drenada, que ficou estimada positivamente com  $S_u=30kPa$ . Adotou-se para este projeto, o valor corrigido  $S_u=25kPa$ , aplicando o método de Bjerrum ( $u=0,8$ ). A resistência permanece baixa até cerca de 9,0m de profundidade, com tendência confirmada, também, pelas sondagens à percussão, que apresentaram solos extremamente moles até 9m de profundidade, conforme Figura ao lado:

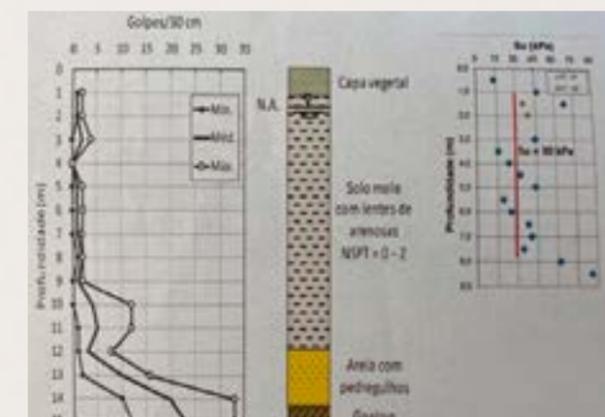
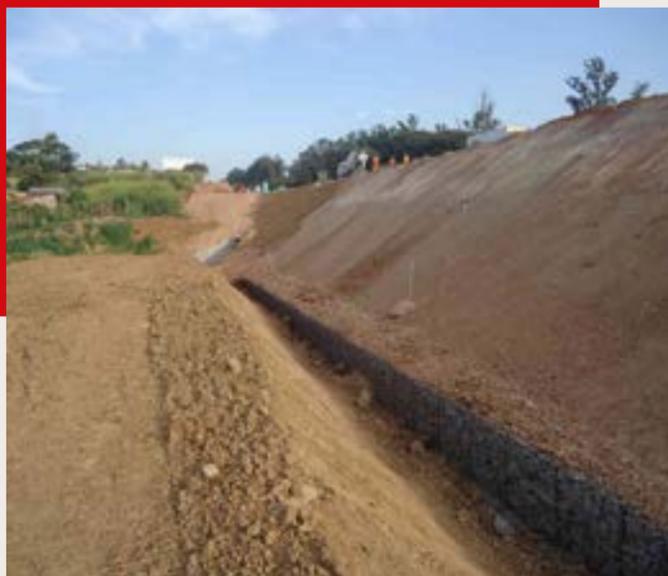
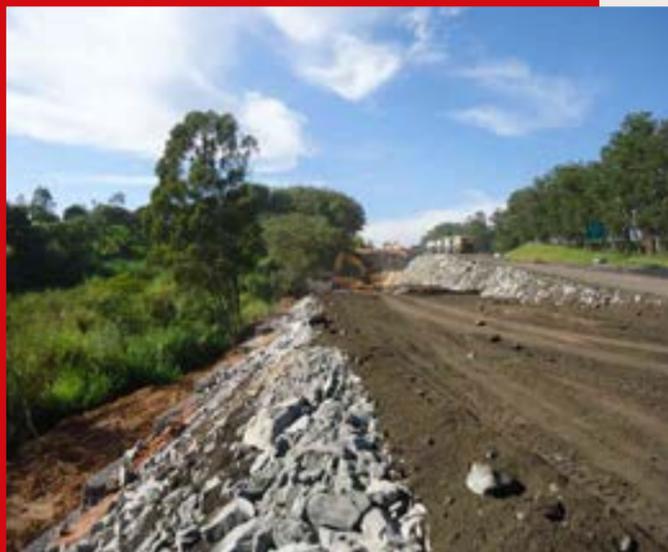


Figura 9 - Perfil geotécnico 1D. Ponte no interior de Minas Gerais.

Figuras 10 e 11: Elevação de aterros, sobre terrenos com solos moles, melhorado com geoenrijecimento. Segurança completa, pelo fato do solo mole já estar completamente adensado para as futuras cargas.



Identificou-se camadas de solos moles heterogêneos, ao longo da profundidade, que oscila entre 9m e 12m. Em maiores profundidades, encontrou-se areia média, com pedregulhos, compacta a muito compacta. O topo rochoso, que foi encontrado abaixo dos 14,5m de profundidade, é constituído por gnaiss fraturado. Uma avaliação rápida e aproximada da estabilidade, foi feita utilizando a fórmula da capacidade de carga de fundação rasas. Segundo este método, o aterro romperia ao atingir a altura crítica, por que a tensão aplicada na fundação igualará a capacidade de carga do solo. A altura crítica é dada por:

$$h_c = \frac{5,5 \times S_u}{\gamma_{at}} = \frac{5,5 \times 25 \text{ kPa}}{20 \text{ kN/m}^3} = 6,9 \text{ m}$$

Portanto, baseando-se na teoria da capacidade de carga, calculou-se que altura crítica vale 6,9m. O valor calculado é inferior à altura de projeto do aterro (h=8,5m).

De modo a tornar viável e segura a construção do aterro, a resistência não drenada do solo de fundação deverá ser aumentada melhorando-se o solo com geoenrijecimento. Esta técnica é a única que, efetivamente, altera os parâmetros geotécnicos da argila mole, através do processo de consolidação. Considerando-se a altura de projeto igual a 8,5m, o fator de segurança mínimo de FS=1,5, a resistência após o geoenrijecimento não deverá ser inferior a:

$$S_u = F_s \frac{\gamma_{at} h_{at}}{5,5} = 50 \text{ kPa}$$

Este valor deve ser aferido no campo, executando-se ensaios pressiométricos e/ou tomográficos com imagens, antes, durante e após os serviços do geoenrijecimento, juntamente com a análise piezométrica.

## PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DO SOLO MOLE

Com base nos ensaios realizados na campanha de investigação geotécnica, foram obtidos os seguintes parâmetros geotécnicos:

ID.	Prof. (m)	e <sub>0</sub>	c <sub>c</sub>	c <sub>v</sub>	σ' <sub>c</sub> (kPa)	c <sub>v</sub> (m <sup>2</sup> /ano)	S <sub>u,d</sub> (kPa)
Turvão	3,00	1,76	0,56	0,03	82,8	6,3	25

Obs: razão de anisotropia: k<sub>h</sub>/k<sub>v</sub> = 1,5

A amostra retirada próxima do Córrego foi reconstituída em laboratório. O ensaio de adensamento forneceu parâmetros de compressibilidade na condição de solo amolgado. Por esta razão, estes parâmetros serão desconsiderados.

## ANÁLISE DE OPÇÕES

### RECALQUE TEÓRICO APENAS COM O SOLO NA CONDIÇÃO NATURAL

São considerados os resultados obtidos na campanha de investigação realizada no trecho do Córrego. Para efeito de cálculo, o nível da água foi considerado próximo à superfície, ficando a 1,50 m de profundidade. Desta forma, foi possível estimar o recalque por adensamento primário do solo sem geoenrijecimento com CPR Grouting, considerando aterro de 8,5 m de altura e espessura da camada mole de 11,0m.

Camada	Espessura (m)	σ' <sub>v0</sub> (kPa)	OCR	Δσ' (kPa)	C <sub>v</sub> /(1+e <sub>0</sub> )	C <sub>v</sub> /(1+e <sub>0</sub> )	C <sub>v</sub> (m <sup>2</sup> /dia)	Recalque (m)
1	11,0	48	1,73	170	0,203	0,011	0,0173	0,97

O recalque final estimado, sem enrijecimento, é 97 cm, considerando o aterro com 8,5 m de altura. O módulo oedométrico (relativo a um carregamento de 170 kPa) vale 1928 kPa. A permeabilidade vertical é, portanto, 1,04 x 10<sup>-9</sup> m/s.

### ADENSAMENTO COM GEODRENOS

Os drenos verticais são utilizados para aceleração dos recalques. As recomendações atuais no Brasil indicam espaçamento mínimo de drenos de 1,5 m (Almeida e Marques, 2010). O diâmetro (equivalente) dos geodrenos disponíveis no mercado é 65 mm, em média. A previsão apresentada, a seguir, foi feita de acordo com a teoria do adensamento radial.

Dados	Tipo de malha: triangular
H <sub>c</sub> = 5,5 m	F = F(n) + F(s) + F(q <sub>w</sub> ) = 5,246
k <sub>v</sub> = 1,00E-09 m/s	Resultados
c <sub>v</sub> = 2,00E-07 m <sup>2</sup> /s	d <sub>e</sub> = 1,575
d <sub>w</sub> = 0,065 m	n = 24,2307692
d <sub>s</sub> /d <sub>w</sub> = 4	F(n) = 2,443
k <sub>h</sub> /k <sub>v</sub> = 1,5	F(s) = 2,773
k <sub>h</sub> /k <sub>s</sub> = 3	F(q <sub>w</sub> ) = 0,030
q <sub>w</sub> = 3,17E-06 m <sup>3</sup> /s	c <sub>h</sub> = 0,0259 m <sup>2</sup> /dia
S = 1,50 m	c <sub>v</sub> = 0,0173 m <sup>2</sup> /dia

Com estes dados, foi possível estimar o tempo necessário para cada etapa construtiva:

$$t = \frac{d_e^2}{8 c_h} F \ln \left( \frac{1}{1-U} \right) = \frac{1,575^2}{8 \times 0,0259} \times 5,246 \ln \left( \frac{1}{1-95\%} \right) = 188 \text{ dias}$$

Ou seja, o tempo de permanência de cada etapa será superior a 6 meses.

## CONSTRUÇÃO POR ETAPAS

O uso de drenos verticais não reduz os recalques. Por isso, para atingir a cota de projeto (8,5 m de altura) será necessário adicionar alguns metros a mais à altura de projeto, para compensação dos recalques, além da sobrecarga (para estabilização dos recalques remanescentes). A seguir, é apresentada uma análise unidimensional, considerando a construção em três etapas, intervaladas de 200 dias, cada uma com 3,5 m de altura. Na etapa final, o aterro chegará a 10,5 m de altura. Após a remoção da sobrecarga a altura final será 9,5 m, um metro a mais que a altura de projeto, devido à necessidade de compensar os recalques do solo de fundação, que serão da ordem de 1 m.

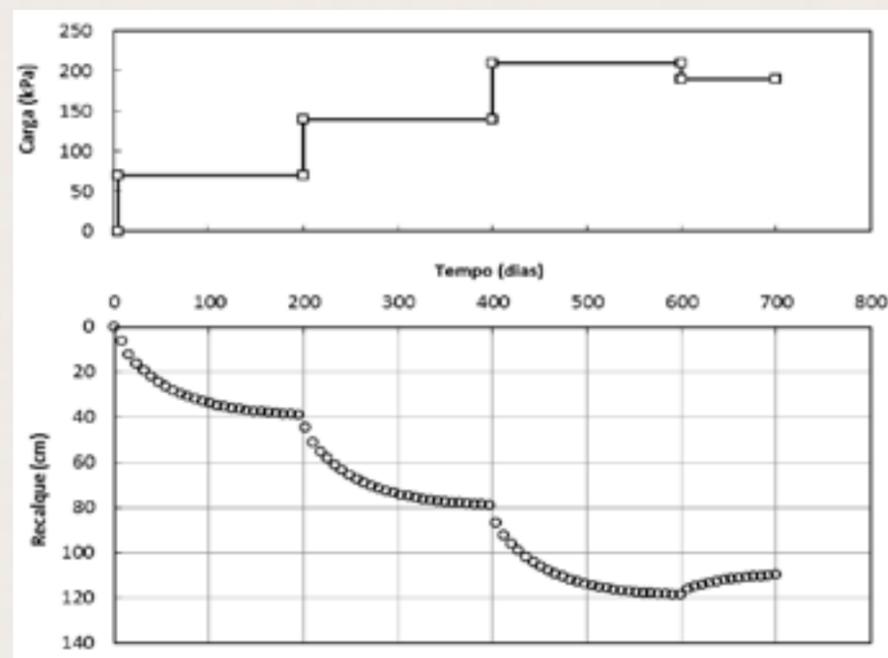


Figura 12. Aterro de sobrecarga com drenos verticais e sobrecarga. O tempo mínimo necessário para esta solução é 700 dias.

## GEOENRIJECIMENTO COM CPR GROUTING

O melhoramento do solo, com geoenrijecimento, torna-se a solução natural para esta obra. O aterro terá mais de 8,5 m de altura, com carga de projeto de 170 kPa.

A disposição da malha de geodrenos seguirá um formato triangular com espaçamento 1,50 m x 1,50 m

As verticais de adensamento serão executadas em malha triangular com espaçamento 3,00 m x 3,00 m. Desta forma, ter-se-ão 6 drenos ao redor de cada vertical.

O volume de projeto dos bulbos de compressão será 800 litros. Desta forma, ter-se-á um diâmetro médio de 115 cm.

A execução dos bulbos terá início entre 9 e 13 m de profundidade, terminando entre 2 e 3 metros abaixo do nível do terreno. Será executado um bulbo a cada metro.

A tensão admissível final do solo, após o CPR Grouting, pode ser avaliada pela formulação clássica da capacidade de carga de fundações rasas, considerando-se a resistência não drenada do solo como um todo (meio homogêneo equivalente). O aumento na resistência do solo se deve a dois efeitos:

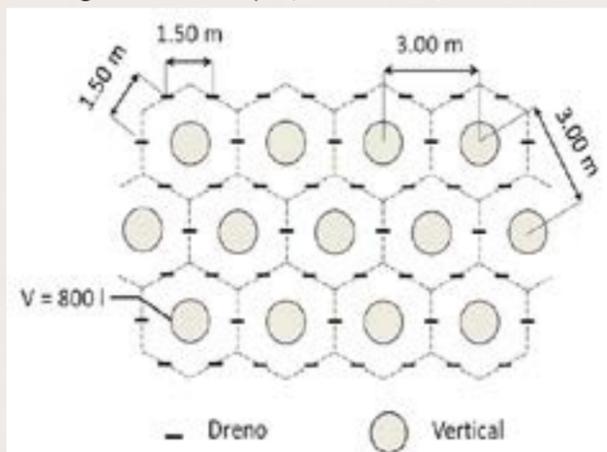


Figura 13. Configuração de projeto.

- **Adensamento do solo mole.** o processo de expansão de cavidades, com a formação dos bulbos de compressão, induz enormes deformações no solo e, como resultado, há enorme redução do índice de vazios.
- **Inclusões rígidas dispersas.** Após a pega do geogROUT, os bulbos possuem resistência e rigidez muito superiores ao do solo envolvente, atuando como reforço rígido, praticamente indeformável.

A tensão admissível do solo, pós-CPR Grouting, pode ser calculada pelas seguintes expressões:

$$R_s = \frac{V_g}{Ah}$$

a)

OBS: a Razão de Substituição  $R_s$  representa a incidência volumétrica do CPR Grouting, é expressa em porcentagem e depende do volume de geogROUT por metro  $V_g/h$  e da área de influência de uma vertical, calculada como  $2vertS/23 A^*$ .

$$b) \frac{s_u}{s_{u0}} = \exp\left(2.3 \lambda_c R_s \frac{1+e_0}{C_c}\right)$$

OBS: o aumento da resistência não drenada no solo entre as verticais é estimado pela teoria do estado crítico.

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

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

OBS: o solo enrijecido não pode ser avaliado apenas com a contribuição da fase "solo", mas sim com a interação "solo-bulbos". Portanto, utiliza-se a teoria da homogeneização.

$$d) \sigma_{adm} = \frac{N_c s_{u,eq}}{F_s}$$

O valor do fator de capacidade de carga adotado é  $N_c = 5,5$ . O fator de segurança adotado é  $F_s = 2$ .

A tabela a seguir resume os valores de tensão admissível obtidos, em função da geometria das malhas adotadas.

Malha	$S_{geod}$	$S_{vert}$	$V_g$	$R_s$ (a)	$s_u$ (b)	$s_{u,eq}$ (c)	$\sigma_{adm}$ (d)
Triangular	1,5 m	3,0 m	800 l	10%	77,6 kPa	90 kPa	248 kPa

*Obs:  $C_d/(1+e_0) = 0,203$ ;  $f_c = 0,5$  MPa;  $N_c = 5,5$ ;  $F_s = 2$ .*

A tensão admissível calculada atende às premissas de projeto, sendo maior que a tensão aplicada pelo aterro, estimada em 170 kPa.

A seguir, apresenta-se memória de cálculo para avaliar o desempenho do enrijecimento quanto a recalques por adensamento e ganho de resistência. A seguir, apresenta-se as propriedades do meio homogêneo equivalente.

Parâmetro	
Razão de substituição, $R_s = \frac{V_g}{Ah}$	10,3 %
Espaçamento de drenos	$S = 1,5 \text{ m}$
Permeabilidade equivalente	$k'_v = 1,5E-09 \text{ m/s}$
Módulo oedométrico	$E'_{\text{oed}} = 13.303 \text{ kPa}$
Coefficiente de adensamento	$c'_v = 0,172 \text{ m}^2/\text{dia}$
Resistência equivalente	$S_u = 90 \text{ kPa}$

A partir das informações obtidas durante a campanha de investigação geotécnica, foi possível dimensionar o geoenrijecimento do solo com, CPR Grouting, estabelecendo-se as seguintes diretrizes executivas:

#### Aterros de encontro para a ponte:

- Geodrenos em malha triangular com espaçamento 1.5 m
  - o Espaçamento entre verticais 3,0 m, em malha triangular
  - o Espessura do solo mole 11 m (em média)
  - o Retirada da lança: 1 m
- Critérios de formação dos bulbos de acordo com o método de cálculo:
  - o Pressão de trabalho mínima de 10 kgf/cm<sup>2</sup>
  - o Volume de cada bulbo de 800 litros

A construção dos aterros de encontro poderá ser feita em uma única etapa, com considerável ganho no prazo de obra.

## REFERÊNCIAS

### •Thomas Kim é engenheiro geotécnico e trabalha com melhoramento de solos moles.

1. Karlsrud, K., Lunne, T., Kort, D.A., Strandvik, S.: CPTU correlations for clays. In: Proceedings of International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 16, Osaka, vol. 2, pp. 693–702 (2005)
2. Karlsrud, K., Lunne, T., Kort, D.A., et al.: CPTU correlations for clays. In: 16th ICSMFE 16, vol. 2, pp. 693–702 (2005)
3. Lacasse, S., Berre, T., Lefebvre, G.: Block sampling of sensitive clays. In: Proceeding of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, pp. 887–892 (1985)
4. Ladd, C.C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F., Poulos, H.G.: Stress-deformation and strength characteristics. State-of-the-art report. In: Proceedings of 9th ICSMFE, Tokyo, vol. 2, pp. 421–494 (1977)
5. Larsson, R., Mattsson, H.: Settlements and shear increase below embankments. SGI Rep. 63, 88p (2003)
6. Leroueil, S., Kabbaj, M.: Discussion of 'Settlement analysis of embankments on soft clays' by Mesri & Choi. ASCE 113(9), 1067–1070 (1987)
7. Leroueil, S.: Compressibility of clays: fundamental and practical aspects. J. Geotech. Eng. Div. ASCE 122(7), 534–543 (1996)
8. Leroueil, S.: Šuklje Memorial Lecture: The isotache approach. Where are we 50 years after its development by Professor Šuklje? In: Proceedings of the 13th Danube European Conference on Geotechnical Engineering, Ljubljana, vol. 2, pp. 55–88 (2006)
9. Long, M., El Hadj, N., Hagberg, K.: Quality of conventional fixed piston samples of Norwegian soft clay. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 135(2), 185–198 (2009)
10. Lunne, T., Berre, T., Strandvik, S.: Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay. In: Proceedings of the Symposium on Recent Developments in Pavement Mechanical, Rio de Janeiro (1997)
11. Lunne, T., Robertson, P.K., Powell, J.J.M.: Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. Blackie Academic & Professional (1997)
12. Lunne, T. and Andersen, K.H.: Soft clay shear strength parameters for deepwater geotechnical design. In: Proceedings of the 6th OSIG, London, UK, pp. 151–176 (2007)
13. Mesri, G.: Primary and secondary compression. In: Germaine, J.T., Sheahan, T.S., Whitman, R.V. (eds.) Soil Behavior and Soft Ground Construction, vol. 119, pp. 122–166. ASCE Geotechnical Special Publication (2003)
14. Mesri, G., Feng, T.W., Shahien, M.: Compressibility parameters during primary consolidation. In: Proceedings of the International Symposium on Compression and Consolidation of Clayey Soils, Hiroshima, vol. 2, pp. 1021–1037 (1995)
15. Sallfors, G.: Preconsolidation pressure of soft high plastic clays. Ph.D. Thesis, Chalmers University of Technology, Gothenburg, Sweden (1975)
16. Sandven, R., Gylland, A., Montafia, A., Kåsin, K., Pfaffhuber, A.A.: In situ detection of sensitive clays—Part I and II: Results. In: Nordic Geotechnical Meeting, Iceland (2016)
17. Schjetne, K.: The measurement of pore pressure during sampling. In: Proceedings of the 4th Asian ISSMFE, Special Session on Quality in Soil Sampling, Bangkok, p. 12016 (1971)
18. Skempton, A.W.: The  $\sigma = 0$  analysis of stability and its theoretical basis. In: Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, pp. 72–78 (1948a)
19. Stolle, D.F.E., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G.: Consolidation model for a creeping clay. Can. Geotech. J. 36(4), 754–759 (1999)
20. Stolle, D.F.E., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G.: Consolidation model for a creeping clay. Can. Geotech. J. 36(4), 754–759 (1999)
21. Šuklje, L.: The analysis of the consolidation process by the Isotaches method. In: Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, vol. 1, pp. 200–206 (1957)
22. Thakur, V.: Characterization of sensitive soft clays for design purposes. Dev. Geotech. Eng. (2018). <https://doi.org/10.1007/978-981-13-0505-4>
23. Thakur, V.K.S., Fauskerud, O.A., Gjelsvik, V., Christensen, S.O., Oset, F., Nordal, S., Viklund, M., Strand, S.-A.: A procedure for the assessment of the undrained shear strength profile of soft clays. In: Proceedings of the 17th Nordic Geotechnical Meeting (2016)
24. Thakur, et al.: Recommended practice for use of strength anisotropy. In: 2nd IWLSC. Springer Book Series on

Figuras 14, 15 e 16: Melhoria de solos moles para construção de rodovia de acesso à praia de Serrambi, no município de Ipojuca, no litoral sul de Pernambuco. Na sequência, o melhoramento do solo, após a cravação dos geodrenos e a estrada construída.



## CARACTERIZANDO O SOLO MOLE PARA A ANÁLISE DO RECALQUE

A presença de solos moles, em qualquer tipo de construção, exige completa compreensão dos parâmetros que governam as questões de recalque e estabilidade. Este é um problema complicado pois, indentificar solo mole é um desafio, na medida em que se tem, rotineiramente, o Standard Penetiation Test (SPT), a popular ferramenta de investigação geotécnica, em praticamente todo o mundo. O SPT é um indicativo da densidade de solos granulares mas, também, é aplicado na identificação da consistência de solos coesivos servindo, do mesmo anodo, como parâmetro da resistência dinâmica, conjugada à sondagem do simples recobrimento. Trata-se de sondagem pouco especifica para caracterizar argilas moles, já que o comportamento destes solos são representados por suas propriedades indicativos de compressão, resistência e deformação, sob condição de carregamento vertical, podendo ser normalmente consolidadas, subconsolidadas ou levemente sobreconsolidada, possuindo consistência mole ou muito mole, podendo ser or-



Figura 17: A amostragem, de solos moles, com penetração de pistão pneumático é uma excelente alternativa para se evitar o amolgamento. Utiliza-se tubo com diâmetro 63 e 75mm e com 80cm de comprimento.

gânicas e turfosas. Sua amostragem é um outro desafio, necessitando todo o cuidado e muita tecnologia que, ainda assim, com o inevitável amolgamento, dificilmente consegue-se representá-lo, resultado em parâmetros insuficientes de resistência não drenada e baixa pressão de pré-consolidação. Isto, por que argilas moles são propensas ao amolgamento, particularmente quando os amostradores são à base de tubo e pistão. Os vários estágios, durante a aquisição das amostras de argila mole, como por exemplo,

perfuração, amostragem, transporte, armazenamento, extrusão e manuseio antes dos testes, tem efeito negativo na qualidade final, assim como o aumento da poropressão, dentro dos amostradores, o que ocasiona redução na tensão efetiva. Portanto, torna-se fundamental consultar um geotécnico, especialista e experiente em melhoramento de solos moles, já que saberá conduzir os trabalhos necessários para levantamento dos parâmetros geotécnicos necessários. Em termos de confiabilidade, sondagens de penetração, com piezocone, CPTU, e o ensaio de palheta, Vane test, são os mais empregados para a determinação da resistência ao cisalhamento não drenada,  $S_u$ , em depósitos de argilas moles. Tecnologias emergentes, como a tomografia de solo por imagem, de origem sísmica e eletroresistiva, o conhecimento e a experiência é limitada às empresas de melhoramento de solos com geoenriquecimento.



Figura 18 - Ausência de melhoramento efetivo no solo mole. Deformações incessantes depreciam e tornam a rodovia perigosa.

# PRESSIÔMETRO

Um ensaio geotécnico completo realizado no campo

Fácil de operar e 100 % viável



## ROCTEST

Representante exclusivo no Brasil

+55 21 2718 3968

**3Geo** vendas@3geotecnologia.com  
TECNOLOGIA www.3geotecnologia.com

## DEFORMAÇÕES NO SOLO MOLE

Deformação e o inerente recalque é peculiar ao solo mole, motivado por alterações na tensão efetiva, no tempo, nos intrínsecos processos químicos e alterações na temperatura. Trata-se de um tópico atual e amplamente estudado na geotecnia da argila mole. Algumas terminologias básicas e conceitos, utilizados para explicar os aspectos da deformação, são empregados e interpretados de forma diferente, ocasionando grande confusão, razão pela qual, torna-se importante mostrá-los. A deformação imposta, a uma camada de solo mole saturado, sob carregamento, consiste das fases sucessivas de consolidação primária e secundária. A primeira é acompanhada por excesso significativo da poropressão e conseqüentes alterações nas tensões efetivas, enquanto que na segunda, o solo continua a deformar, devido ao efeito do tempo, quase sob tensão efetiva constante. São, portanto, dependentes das tensões impostas ao solo (elásticas e plásticas) e do tempo que decorrente (fluência ou Creep). É extremamente importante observar que, a fluência ou Creep, existe em todas as fases da consolidação, seja primária ou secundária, não ficando restrita à segunda, o que dá motivo para muita discussão, desde o questionamento de Ladd et al. Terrenos com presença de argilas moles, particularmente as argilas marinhas moles, são caracterizadas por forte pré-disposição à desestruturação e anisotropia, submetendo-se a significativa deformação por fluência ou Creep. Na prática, as análises de recalque são, comumente, realizadas com base em dados de solos moles, estudados em laboratório. No entanto, a duração para a conclusão da fase da consolidação primária, é significativamente diferente, se considerarmos uma fina amostra de laboratório, em relação a profunda camada de solo mole in situ. A duração da consolidação primária, realizada em laboratório, pode durar minutos, enquanto que a camada de solo mole, no campo, pode demorar décadas. Logo, torna-se importante entender muito bem a fase da consolidação primária, de modo a obter as particularidades e atributos que mais representam o processo de deformação. Evidentemente, as

diferenças obtidas nos períodos de consolidação, darão origem a diferentes taxas de deformação. Esta forte dependência, deformativa das argilas moles deixa claro, portanto, que a efetiva e resultante relação tensão-deformação obtida em laboratório efetivamente não representa o que ocorre no campo.

Tomografia do solo por imagem (TSI) é uma sondagem não invasiva e não destrutiva, que analisa grandes volumes de solos moles, antes e após o melhoramento do solo. Baseia-se em ondas superficiais, que se propagam no solo, por meio de diferentes frequências. Cada camada de solo, é identificada com base no comportamento elástico do solo, à pequenas deformações, relacionando-se à velocidade de fase, característico deste tipo de sondagem, com seu módulo cisalhante ( $G_0$ ). Possibilita analisar as características de rigidez ( $G_0$ ) e da resistência do solo ( $S_u$ ), por meio da conversão geotécnica da velocidade da onda. A diferença dos parâmetros analisados.

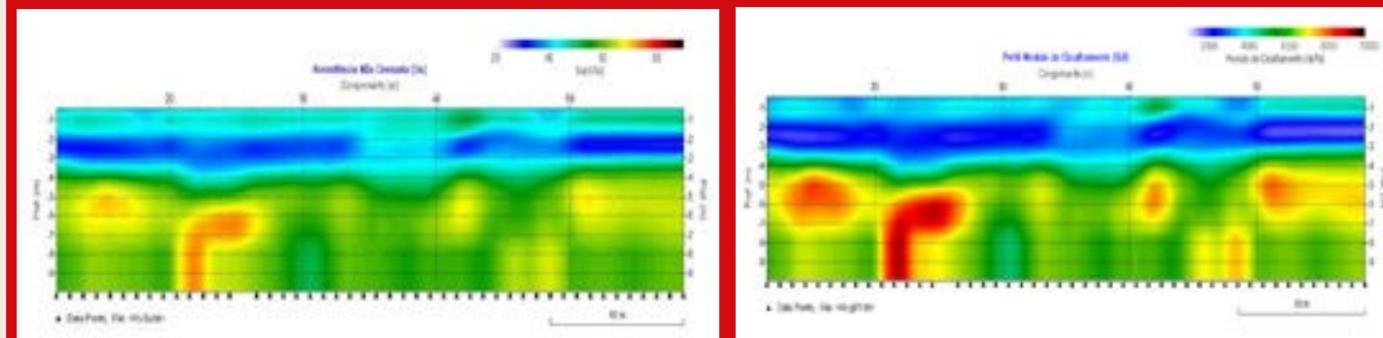


Figura 19 -  $S_u$  e  $G_0$  do solo antes do melhoramento.

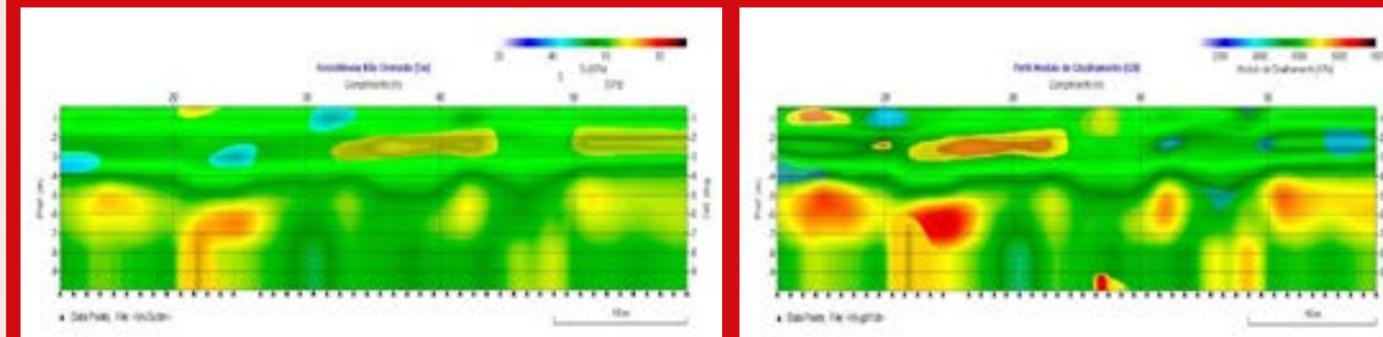


Figura 20 -  $S_u$  e  $G_0$  do solo após do melhoramento

Uma importante implicação disto, é que as tensões de pré-consolidação obtidas, também serão da mesma forma dependentes. Esta concepção é apresentada como o conceito ISOTACHE, Suklje 1957,



Figura 21 - Relação entre tensão x deformação FEPC, submetido a aumentos no carregamento, mas com diferentes taxas deformativas.  $\sigma'_v$  são as tensões verticais efetivas.

apresentado na figura acima, considerando-se os dois casos, com carregamentos incrementais semelhantes, até o final do estado primário de consolidação (FEPC), mas com diferentes taxas de deformação. O conceito de ISOTACHE, afirma que a taxa deformativa, por fluência, é dada pela tensão atual e pelo próprio estado deformativo, ou seja, existe uma relação única entre tensão, deformação e a proporção em que se desenvolve o processo deformativo, veja na figura ao lado. Os modelos ISOTACHE fornecem um meio bastante interessante do comportamento tensão-deformação para solos moles, com descrição completa do espaço e tempo das tensões atuantes.

# 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. Conseqüentemente, 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

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

*ou cinzenta. Para torná-lo rijo faça*

## **MELHORAMENTO DE SOLO**

tes, deformações e poropressão, além de representar bem o comportamento deformativo do solo. Esta situação, permanece válida durante todo o processo da compressão que o solo sofre, com o carregamento (fases da consolidação primária e secundária). O conceito apresentado, na figura, significa que para confirmar o princípio chave do modelo ISOTACHE, ou seja, a duração da consolidação rápida ou a lenta, também pode ser entendida como a condição laboratorial versus a condição natural do campo ou mesmo um teste comparativo de consolidação, realizado com taxa rápida e lenta de deformação (por exemplo, diferentes alturas de amostras ou condições de drenagem). A implicação da dependência da taxa deformativa, é que a tensão de pré-consolidação (OCR) resultante não é única, e sim dependente da taxa deformativa (tempo de referência) utilizada para determiná-la. Desta forma devemos, sempre, utilizar a tensão de pré-consolidação ou OCR, juntamente com a taxa de deformação correspondente ou o tempo de referência.

### **CARACTERÍSTICAS DA DEFORMAÇÃO PARA O CÁLCULO DO RECALQUE**

Apresentamos, a seguir, aspectos importantes recomendados para a caracterização da argila mole, objetivando o cálculo preciso do recalque. As análises do recalque, simulando a condição do campo são, normalmente, baseadas em parâmetros do solo advindas de ensaios de laboratório. Os dados, usualmente necessários, para o cálculo do recalque, incluem parâmetros da compressibilidade, OCR, permeabilidade e alteração das medidas da permeabilidade e resistência. Todos estes parâmetros podem ser afetados pela qualidade da amostra ou dos dados obtidos. Terrenos, com presença de solos moles no estado normalmente consolidados, exibem um OCR aparente devido ao próprio tempo de existência. Desta forma, o OCR é um dos fatores mais importantes, necessários para o cálculo preciso do recalque por fluência (Creep). Novamente, a interpretação correta do OCR, depende muito da qualidade das amostras ou dos dados levantados, representativos do terreno. O teste odométrico é utilizado, basicamente, para estabelecer os principais parâmetros do recalque, no entanto, não é o teste ideal, devido as dificuldades que surgem devido a própria natureza do edômetro padrão. Ou seja, não é totalmente representativo da condição de campo, devido às incertezas no estado inicial e na trajetória de tensões, durante o carregamento, o que é particularmente importante, em



Figura 22 - Verificação da resistência e rigidez do solo mole com pressiómetro, imediatamente antes do melhoramento do solo.

torno do estado de tensões próximo da tensão de pré-consolidação ( $P_c$ ), onde o efeito é mais pronunciado. A forma da superfície de referência e o coeficiente de Poisson selecionados, influenciarão a tensão de pré-consolidação obtida, a partir da simulação (portanto, o OCR de entrada, para o modelo, não é o mesmo que o OCR obtido na simulação do edômetro). No entanto, na simulação da condição da obra, o estado inicial e sua trajetória de tensões obtidas, são mais representativos que a condição de campo. Fica claro, portanto, que o ideal é exe-

cutar testes edométricos, começando do real estado inicial de tensões, in situ. Para poder fazer isso, torna-se necessário realizar testes edo-triaxiais, ou seja, primeiro consolidando para o estado inicial de tensões in situ, com um procedimento triaxial K<sub>0</sub>-consolidado e, a seguir, incrementando o carregamento, na condição do edômetro, até o estado final de tensões, in situ. O teste odométrico, com taxa de deformação constante (CRS) é, geralmente, utilizado devido a sua eficiência de tempo, enquanto o teste edométrico incremental (TEI), é utilizado para estabelecer o parâmetro de fluência ( $\mu^*$  ou Ca). Quando utilizamos o teste TEI, geralmente refinamos as etapas de carga, em torno de faixas de tensões relevantes.

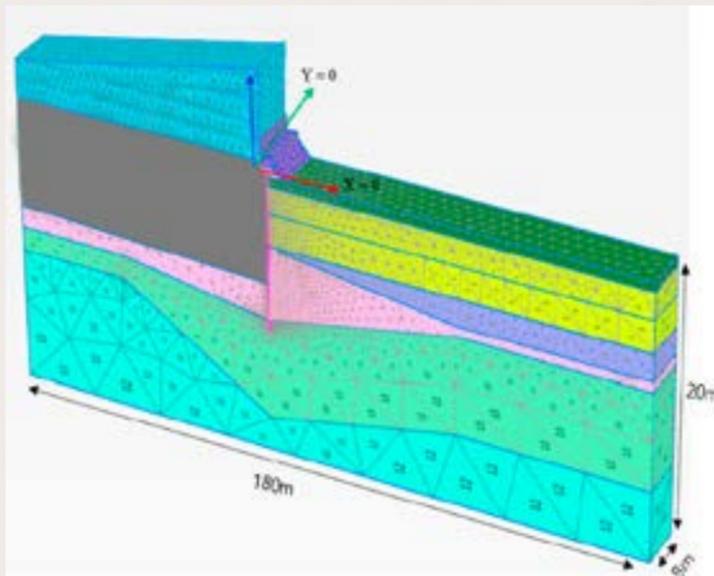


Figura 23 - Geometria da modelagem numérica no melhoramento do solo com geoenrijecimento para aterro de encontro de ponte.

## RESULTADOS DO LABORATÓRIO

Como vimos, o teste edométrico é um tremendo desafio, uma vez que não se pode impor uma trajetória de tensões, como a do campo, quando se excede a tensão de pré-consolidação. Infelizmente, ainda utilizamos o teste edométrico, e o melhor que se pode fazer, para se obter o teste mais representativo, é interpretar os parâmetros de acordo com o modelo numérico, a ser utilizado no cálculo de campo, o que implica em modelar, numericamente, o teste de laboratório, com limites corretos, além do carregamento, objetivando-se retro calcular as medidas obtidas. Só assim, pode-se refinar e extrair os parâmetros a serem utilizados no cálculo do recalque. Novamente, o aspecto chave é que os dados de laboratório devem ter toda a qualidade possível. O teste edométrico CRS, desenvolve-se com uma taxa escolhida, o que afeta a interpretação do OCR, tornando-se importante utilizar um modelo que considere esta escolha. Taxas de deformação diferentes, dão resultados de OCR diferentes, o que não é um problema, desde que se relacione o OCR resultante com a taxa de

deformação adotada. Nestes casos, o modelo numérico a ser utilizado, deve ser capaz de estabelecer o OCR correspondente, para a taxa de deformação de campo. O mesmo procedimento se aplica aos testes edométricos TEI, onde a duração entre incrementos de carga afeta o OCR obtido, o que pode ser entendido como OCR sem tempo de referência, o que são dados incompletos. Os parâmetros do recalque são, preferencialmente, obtidos utilizando-se gráficos aritméticos, especialmente



Figura 24 - Elevação de aterro estradal, após melhoramento de solos moles.



Image courtesy of Adviseurs in Bouwtechniek (ABT)

## 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](http://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!**

importantes para o OCR e os parâmetros da fluência (número da resistência-tempo de Janbu,  $r_s$ ). Quando se trate de obter o parâmetro de fluência ( $\mu(1/r_s)$  ou  $C\alpha$ ), é fundamental evitar a utilização de log (tempo) versus índice de vazios ou gráfico de deformação, pois não é o objetivo. Caso se deseje consultar mais informações, acerca deste tópico, consulte Grimstad et al. A simulação numérica de casos reais, naturalmente, envolve idealizações, de modo que o caso possa facilmente ser analisado. Ao fazê-lo, torna-se fundamental interpretar os parâmetros do solo, com ênfase especial em suposições subjacentes do modelo numérico selecionado, bem como a natureza do problema ser conduzido em relação a faixa de tensões efetivas, aplicadas com as considerações do tempo associado.

## CALCULANDO O RECALQUE

O modelo numérico, a ser utilizado no cálculo do recalque, deve basear-se no método ISOTACHE, ou seja, a relação tensão-deformação/taxa de deformação, como apresentado na figura 5 (pág. 23). Para o cálculo do recalque utiliza-se, corriqueiramente, vários modelos com diversos graus de complexidade e desenvolvimento, tornando-se importante idealizar o problema, à luz do modelo numérico, a ser utilizado em seu cálculo. Repare que pode ser uma importante tentativa, considerar as características que um determinado modelo não incorpore possível desestruturação (amolçamento) e/ou anisotropia. Na idealização numérica da análise do recalque, é muito comum supor pequenas deformações desprezando, assim, o efeito flutuante, o que pode tornar-se uma suposição razoável. Contudo, ao se visualizar grandes recalques, a desconsideração do efeito flutuante, resultará em



Figura 25 - Elevação de aterro, em encontro de viaduto, após o melhoramento do solo mole.

grandes valores de recalque, exatamente por que as alterações, nas tensões efetivas, não foram feitas de acordo com a camada do solo mole comprimida sob o lençol freático. Alguns pesquisadores afirmam que os efeitos do amolçamento e do comportamento flutuante da amostra, tem influencia significativa no cálculo do recalque de aterros, sobre solos moles, com grande tempo de monitoramento. Em alguns casos, onde há interesse de se calcular o recalque final, após um determinado período, poder-se-á utilizar um modelo elastoplástico independente do tempo, selecionando-se uma única ISOTACHE que, em média, atende a combinação final de tensão-deformação. Escolhendo-se uma ISOTACHE, desta forma teríamos, como resultado, baixos valores do OCR e do  $\lambda^*$  (indicador da compressão modificada para a linha de compressão). Se o verdadeiro (inalterado) OCR for conhecido, a taxa de sobre adensamento corrigida,  $OCR_{corr}$ , a ser utilizada com o modelo elastoplástico,

$$OCR_{corr} = \left( \frac{\tau}{t_{age}} \right)^{\frac{\mu^*}{\lambda^* - K^*}} \cdot OCR$$

Onde  $t_{age}$  é o tempo da argila,  $\mu^*$  é o parâmetro da fluência modificada,  $\lambda^*$  e  $K^*$  são os indicadores da compressão modificada para as linhas de compressão virgem e recompressão respectivamente,  $T_{tempo}$  de referência correspondente a um OCR especificado.

independente do tempo, poderá ser estabelecida empregando-se a equação acima. Se os dados da amostra forem de baixa qualidade, o que é rotina, e o objetivo for o recalque final, poder-se-á estimá-lo ignorando a fluência e utilizando um modelo com taxa independente e um modelo elastoplástico com  $OCR=1$ .

## AVALIANDO-SE OS RESULTADOS

No cálculo do recalque, é extremamente importante avaliar-se o resultado obtido, particularmente quando não se pode quantificar a extensão do amolçamento das amostras, quando há incerteza na qualidade dos parâmetros ou quando há inexperiência na utilização de um determinado modelo numérico. No geral, deve-se avaliar se os resultados encontrados são razoáveis ou não, calculando a taxa de deformação por fluência inicial da argila mole. A seguir, apresentamos a equação para a idade equivalente da argila,  $T_{age}$ , baseado na taxa de sobre adensamento OCR (para o mesmo  $Ko^{NC}$ , que é o coeficiente de empuxo de terra, sob carregamento virgem) correspondente a um tempo de referência  $\tau$ ,

$$T_{age} = \tau \cdot OCR^{\frac{\lambda^* - K^*}{\mu^*}}$$

Para um determinado valor de  $(\lambda^* - K^*)/\mu^*$ , a equação acima pode ser utilizada para estimar o tempo da argila, quando se conhece um OCR, correspondente a um certo  $\tau$ , ou para estimar um OCR, correspondente a um certo tempo de referência  $T$ , quando a idade da argila,  $T_{age}$ , for conhecida. Esta afirmação baseia-se no prognóstico de que a taxa  $(\lambda^* - K^*)/\mu^*$  é constante com o tempo (havendo deformação). Uma outra forma importante de se avaliar o resultado de cálculo é observando a taxa de recalque no terreno sem o aterro. A prática de se avaliar ou medir o recalque no campo, fornece uma referência real para sua análise, juntamente com os parâmetros adotados, o que também ajuda a avaliar a contribuição do

recalque resultante, devido a carga real do aterro e o recalque, produto da fluência, apenas. Desta forma, os recalques obtidos, um pouco distante da área em questão indicam, indiretamente, parte do recalque total, que ocorre sob o aterro, que está sendo elevado. Uma boa prática é fazer estimativas do recalque, utilizando cálculos manuais, o que costuma fornecer uma ideia muito próxima dos modelos numéricos, sendo de extrema importância para a avaliação dos resultados.



Figuras 26 e 27: Verificação da resistência e rigidez do solo mole, com pressiometro. No detalhe, a sonda pressiométrica sendo expandida.

## REFERÊNCIAS

• **Joaquim Rodrigues é engenheiro civil M.Sc. formado no Rio de Janeiro em 1977, pós-graduado pela COPPE na Universidade Federal do Rio de Janeiro em 1999. Diretor do Soft Soil Group e da Enggegraut Geotecnia e Engenharia, associada à ABMS e ao American Society of Civil Engineers desde 1994. Desenvolveu duas técnicas de tratamento de solos moles, sendo motivo de patente o GEOENRIJECIMENTO**

1. Amundsen, H.A., Thakur, V.: Storage duration effects on soft clay samples. Accepted for publication in Geotechnical Testing Journal. <https://doi.org/10.1520/GTJ20170426>. ISSN 0149-6115 (2018)
2. Amundsen, H.A.: Storage duration effects on Norwegian low-plasticity sensitive clay samples. PhD Thesis, Norwegian University of Science and Technology. ISSN 1503-8181 (2018)
3. Berre, T.: Effect of sample disturbance on triaxial and oedometer behaviour of a stiff and heavily overconsolidated clay. Can. Geotech. J. 51 896–910 (2014). <https://doi.org/10.1139/cgj-2013-0077>
4. Bjerrum, L.: Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings. Géotechnique 17(2), 81–118 (1967)
5. Brooker, E.W., Ireland, H.O.: Earth pressure at rest related to stress history. Can. Geotech. J. 2(1), 1–15 (1965)
6. Burland, J.B.: On the compressibility and shear strength of natural clays. Géotechnique 40(3), 329–378 (1990)
7. Casagrande, A.: The determination of the pre-consolidation load and its practical significance. In: Proceedings of the First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Boston, vol. 3, Discussion D-34, 60 (1936)
8. DeGroot, D.J., Poirier, S.E., Landon, M.M.: Sample disturbance-Soft clays. Stud. Geotech. Mech. 27(3–4), 91–105 (2005)
9. Degago, S.A., Grimstad, G., Jostad, H.P., Nordal, S., Olsson, M.: Use and misuse of the isotache concept with respect to creep hypotheses A and B. Géotechnique 61, 897–908 (2011)
10. Degago, S.A., Grimstad, G.: Potential application of satellite data in evaluation of field creep calculation. In: Proceedings of the 19th International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul, pp. 715–720 (2017)
11. Degago, S.A., Jostad, H.P., Olsson, M., Grimstad, G., Nordal, S.: Time- and stress-compressibility of clays during primary consolidation. In: Proceedings of the 7th NUMGE, Trondheim, pp. 125–130 (2010)
12. Degago, S.A., Nordal, S., Grimstad, G., Jostad, H.P.: Analyses of Väsby test fill according to creep hypothesis A and B. In: Proceedings of the 13th IACMAG, Melbourne, vol. 1, pp. 307–312 (2011)
13. Degago, S.A., Grimstad, G.: Evaluation of soil parameters for creep calculations of field cases. In: 17th Nordic Geotechnical Meeting, Island (2016)
14. Degago, S.A.: On creep during primary consolidation of clays. Ph.D. Thesis, Norwegian University of Science and Technology (NTNU), Trondheim, Norway (2011)
15. Degago, S.A., Grimstad, G.: Significance of sample quality in settlement analysis of field cases. In: Proceedings of the 8th NUMGE, Delft, The Netherlands, pp. 153–158 (2014)
16. Grimstad, G., Degago, S.A., Nordal, S., Karstunen, M.: Modeling creep and rate effects in structured anisotropic soft clays. Acta Geotech. 5, 69–81 (2010)
17. Grimstad, G., Degago, S.A.: A non-associated creep model for structured anisotropic clay (n-SAC). In: 7th European Conferences NUMGE, Trondheim, Norway, pp. 3–8 (2010)
18. Grimstad, G., Mehli, M., Degago, S.A.: Creep in clay during the first few years after construction. In: Proceedings of the 6th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, Buenos Aires, pp. 915–922 (2015)
19. Cylland, A., Sandven, R., Emdal, A., Thakur, V.: Extended interpretation basis for the vane shear test. In: 17th NGM, Iceland (2016)
20. Hermann, S., Jensen, T.G.: CPTU combined with block sampling gave cost saving solutions for Nykirke railway crossing. In: Proceedings of Norwegian Geotechnical Day, Oslo, Paper No. 32 (In Norwegian) (2000)
21. Hvorslev, M. J.: Über die Festigkeitsigenschaften gestörter bindiger Boden. Ingeniorvidenskabelige Skrifter, A, No. 45, Copenhagen (1937)
22. Janbu, N.: Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. In: Proceedings of the third European Conference Soil Mechanics, Wiesbaden, vol. 1, pp. 19–25 (1963)
23. Janbu, N.: The resistance concept applied to deformations of soils. In: Proceedings of 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, vol. 1, pp. 191–196 (1969)
24. Karlsrud, K., Hernandez-Martinez, F.G.: Strength and deformation properties of Norwegian clays from laboratory tests on high-quality block samples. Can. Geotech. J. 50(12), 1273–1293 (2013)
25. Karlsrud, K., Lunne, T., Kort, D.A., Strandvik, S.: CPTU correlations for clays. In: Proceedings of International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 16, Osaka, vol. 2, pp. 693–702 (2005)

# GEO5

## Software de Geotecnia para uma vasta gama de análises:



Análise de Estabilidade



Escavações e Contenções



Muros e Gabiões



Recalque



Sondagens de Solo



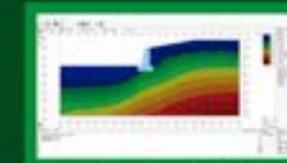
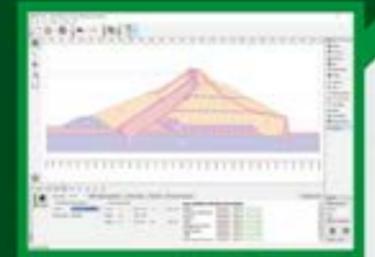
Túneis e Poços



Estudos geológicos



Muros e Gabiões



**AVALIE GRATUITAMENTE**

Solicite: [comercial@solucoescad.com.br](mailto:comercial@solucoescad.com.br)

Distribuído por:

**SOLUÇÕES** CAD BIM

[www.solucoescad.com.br](http://www.solucoescad.com.br)

## COMO PROCEDER AS ANÁLISES DE CAMPO, COM CPTU, OBJETIVANDO-SE A OBTENÇÃO DO PERFIL DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA NAS CAMADAS DE SOLO MOLE?

Utiliza-se bastante ensaios de piezocone para a obtenção de parâmetros geotécnicos "in situ", com medição da poropressão, objetivando-se complementar a identificação estratigráfica do solo, inicialmente realizada com SPT. Em uma obra de ampliação industrial, há presença de solos moles no terreno, havendo a necessidade da execução de aterro para elevar a cota de fundação. Foram realizados 6 ensaios de piezocone denominados CPTU 01, 02, 03, 04, 05 e 06, padronizados pelas normas ABNT MB 3406 e ASTM D 3441. O equipamento utilizado consiste de piezocone eletrônico, com resistência máxima de ponta de 10 MPa. O cone possui diâmetro de 3,6 cm, um ângulo de 60°, área transversal de 10 cm<sup>2</sup> e luva de atrito com uma área de 150 cm<sup>2</sup>. O ensaio consiste da aquisição contínua de dados, armazenados no disco rígido de um computador (PC) localizado na superfície do terreno. Os dados registrados

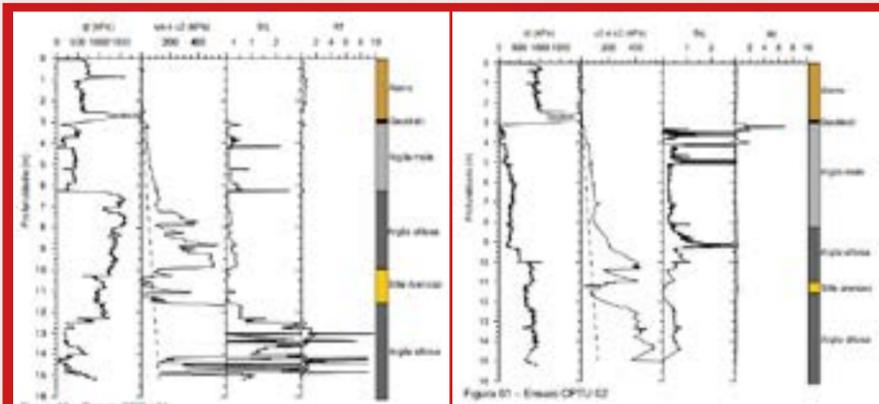
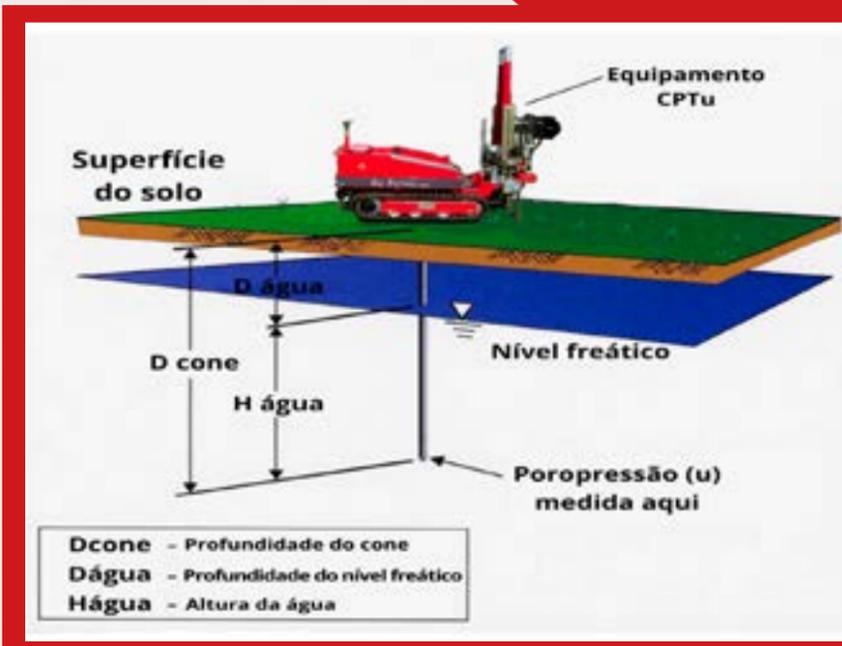


Figura 28 - Ensaios CPTU



são a resistência de ponta ( $q_c$ ), atrito lateral ( $f_s$ ), poropressão ( $u_2$ ) e inclinação da haste. As medidas da poropressão, foram realizadas a partir de uma pedra porosa localizada imediatamente acima da ponta cônica, cor-

respondente à posição  $u_2$ . Como sistema de reação foi utilizado um caminhão, capaz de aplicar 200 kN nas hastes de aço. A velocidade de inserção do cone no solo é constante com 20 mm/s. Os resultados dos ensaios de piezocone são  $q_t$ ,  $u_0$ ,  $u_2$ ,  $B_q$  e  $R_f$ , onde  $q_t$  é a resistência real mobilizada,  $u_0$  a poropressão hidrostática,  $u_2$  é a poropressão medida,  $B_q$  e  $R_f$  são parâmetros de classificação dos solos definidos, respectivamente, como a razão entre ( $u_2 - u_0$ ) e ( $q_t - s_v0$ ) e a razão entre o atrito lateral ( $f_s$ ) e resistência de ponta ( $q_c$ ). A classificação do solo, levou

em consideração os parâmetros  $B_q$  e  $R_f$ , assim como a resistência real mobilizada ( $q_t$ ) e a poropressão ( $u_2$ ). A campanha de ensaios, foi realizada ao final da primeira etapa da obra, com o lançamento de camadas de aterro compactado. Desta forma, os ensaios CPTU 01, 02 e 03, foram executados em cima do aterro. Este fato, pode ser observado nos perfis apresentados nas Figuras abaixo (CPTU 01), (CPTU 02) e (CPTU 03), pois a resistência real mobilizada ( $q_t$ ) apresenta-se alta nos primeiros metros.

Após a camada do aterro nota-se, nos 3 perfis apresentados, um pico de resistência

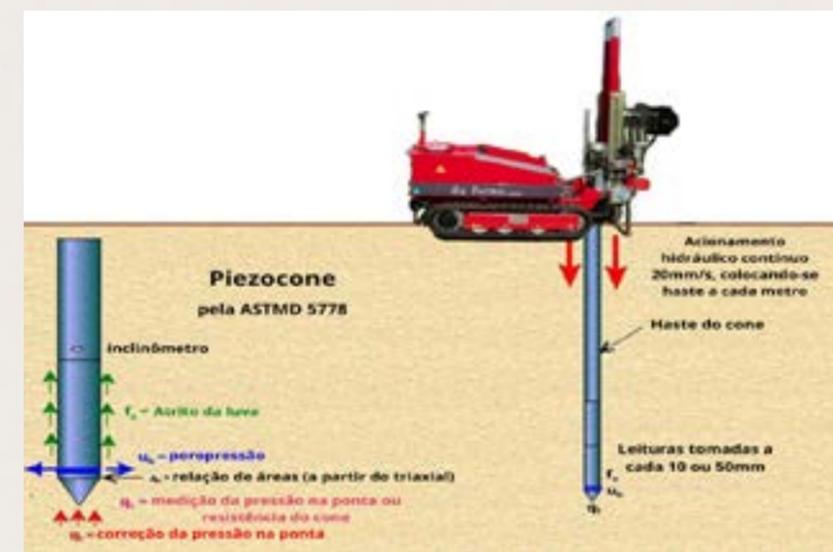
referente à passagem pelo geotêxtil instalado em toda a área, na base do aterro, para ajudar a estabilizar o lançamento do aterro. A profundidade da camada de argila mole, de acordo com os 3 primeiros ensaios é de aproximadamente 4,0 a 6,0 metros.

Os ensaios, nesta obra, indicaram também lentes de areia, sendo que no ensaio 03, nota-se um pico de resistência, com um decréscimo acentuado da poropressão a 6,5 m de profundidade. Camadas de argila siltosa, de profundidades variáveis, também foram observadas.

### OS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Com base nos resultados dos ensaios de piezocone, e com as correlações obtidas, apresentam-se os valores da resistência não drenada ( $S_u$ ) e a história de tensões (OCR), calculados para a argila mole.

### RESISTÊNCIA NÃO DRENADA



A estimativa da resistência não drenada, pode ser realizada de 3 maneiras: utilizando a resistência "total" do cone ( $N_{kt}$ ), a resistência "efetiva" do cone ( $N_{ke}$ ) ou o excesso de poropressão ( $N_{Du}$ ).

O fator de cone  $N_{kt}$ , correlaciona a resistência real mobilizada ( $q_t$ ) e a tensão vertical total ( $\sigma_{v0}$ ), com a resistência não drenada ( $S_u$ ). Para sua determinação, recomenda-se que o  $S_u$  seja estimado por ensaios de campo (palheta) ou ensaios de laboratório (triaxiais). A Tabela abaixo, apresenta valores do  $N_{kt}$  calculados, assim como os demais parâmetros necessá-

rios para a sua estimativa. Nesta tabela, a resistência não drenada foi obtida a partir da curva média, definida por resultados do palheta.

Os valores da resistência real mobilizada ( $q_t$ ), foram considerados como a média dos valores registrados pelo cone ( $q_1$ ), nas proximidades da profundidade considerada.

Os valores de  $N_{kt}$ , estimados para os 3 ensaios, variaram entre 25 e 80. Acredita-se que os altos valores de  $N_{kt}$  calculados, sejam resultado de uma estimativa incorreta

Ensaio	Dados de Palheta		$\sigma_{vo}$	$q_1$	$N_{kt}$
	z (m)	Su (kPa)			
CPTU 01	1,0	7,2	61,6	481,0	58
	2,0	4,4	75,4	432,8	81
	3,0	5,5	89,1	412,6	59
CPTU 02	1,0	7,2	58,2	79,5	-
	2,0	4,4	72,0	183,6	25
	3,0	5,5	85,7	264,3	32
CPTU 03	1,0	7,2	53,7	306,6	35
	2,0	4,4	67,5	202,9	31
	3,0	5,5	81,2	248,4	30

da resistência não drenada ( $S_u$ ). Ensaios de palheta foram realizados antes do início da obra. Assim sendo, é possível que a resistência não drenada, calculada para o ensaio do palheta, tenha variado no intervalo entre as 2 campanhas de ensaios de campo. Esta variação é decorrente do processo de dissipação do excesso de poropressão gerado pelo aterro. Desta forma, de maneira a verificar o ganho de resistência não drenada ( $S_u$ ), analisou-se um ensaio de palheta, executado anteriormente a 1,0 metro de profundidade, próximo ao ensaio de CPTU 01. Nesta profundidade, estimou-se uma porcentagem de adensamento ( $U_z$ ) de 20 %, após 10 meses do carregamento, para a condição de drenagem simples. Com isso, estimou-se o ganho de resistência de cerca de 7 kPa, fazendo com que a resistência não drenada passasse dos 5 kPa, registrados no ensaio, para 12 kPa.

Os cálculos levaram em consideração os parâmetros de resistência ( $\phi' = 24^\circ$ ), obtidos em ensaios de laboratório. Esta correção, implica numa redução significativa do valor de  $N_{kt}$ , de 58 para 35. Ressalta-se que esta estimativa é pouco precisa, desaconselhando-se estimar o valor de  $N_{kt}$ , correlacionando os ensaios de palheta, realizados na área em questão, com os ensaios de piezocone, uma vez que foram executados em diferentes etapas da construção do aterro. Para os ensaios CPTU 02 e 03, valem os mesmos comentários relativos ao CPTU 01. Adicionalmente, para o ensaio de CPTU 02, a resistência real mobilizada ( $q_t$ ) a 1,0 m de profundidade, em argila, foi extremamente baixa, tendo sido, portanto, descartada. Em resumo, a presente campanha de ensaios de campo, mostrou a dificuldade da estimativa de  $N_{kt}$ , com base em ensaios anteriores com palheta. Para fins práticos, considerar-se-á o valor de  $N_{kt}=26$  para esta argila mole.

### PERFIL DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

As Figuras a seguir, apresentam perfis de resistência não drenada ( $S_u$ ), utilizando diferentes valores do fator de cone. Nestes perfis foram usados os valores de  $N_{kt} = 26$ , estimado na presente campanha, assim como o valor  $N_{kt}=14$ , sugerido para esta região.

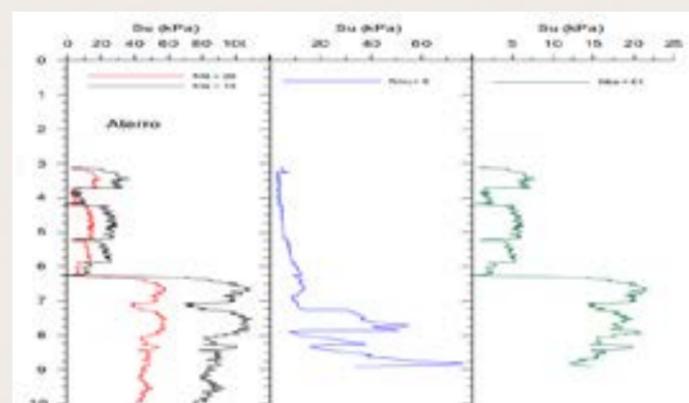


Figura 29 – Perfil de resistência não drenada ( $S_u$ ) do ensaio CPTU 01.

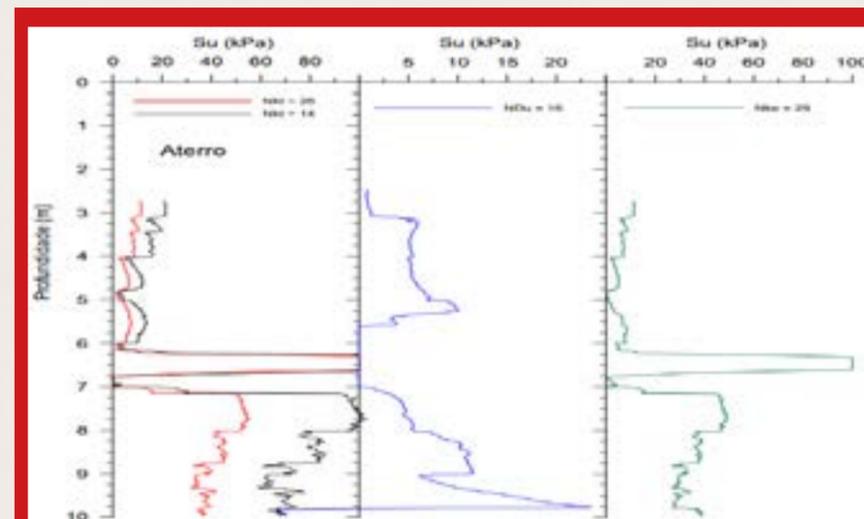


Figura 30 – Perfil de resistência não drenada ( $S_u$ ) do ensaio CPTU 03.

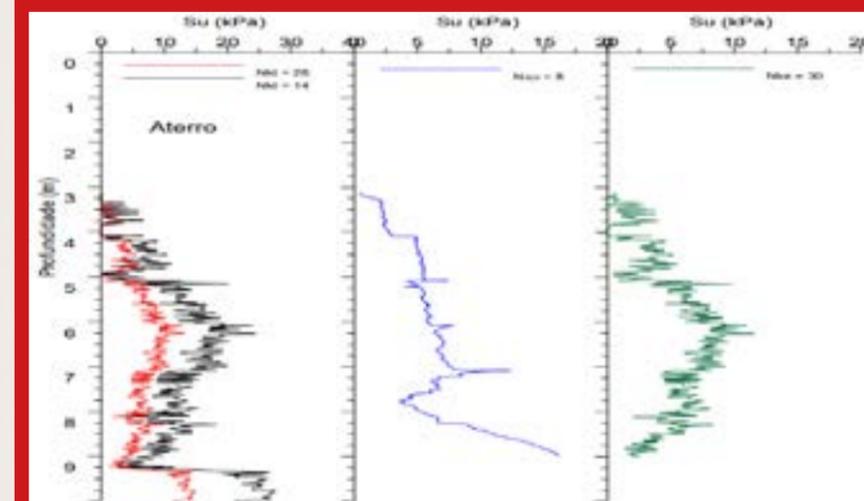


Figura 31 – Perfil de resistência não drenada ( $S_u$ ) do ensaio CPTU 02.

No ensaio CPTU 01, os valores da resistência não drenada ( $S_u$ ), mostraram-se praticamente constantes com a profundidade. Nota-se, também, uma importante queda da resistência não drenada ( $S_u$ ), a aproximadamente 3,8 metros de profundidade, indicando uma possibilidade de zona de ruptura localizada. Nota-se, também, diferença entre as resistências não drenadas, calculadas utilizando os fatores de cone apresentados anteriormente. Já para o ensaio de CPTU 03, os valores de resistência não drenada ( $S_u$ ), apresentam leve decréscimo ao longo da profundidade, entretanto, mostrando comportamento muito parecido com o ensaio CPTU 01.

Para o ensaio de CPTU 02, os valores de resistência não drenada ( $S_u$ ), apresentaram crescimento até a profundidade de aproximadamente 6,0 metros,

com decréscimo a partir desta profundidade. Como era de se esperar, em todos os casos, os valores da resistência não drenada ( $S_u$ ), utilizando  $N_{kt}$  da literatura, foram menores que os valores com o valor estimado de  $N_{kt}$ . Para todos os ensaios realizados, os valores de resistência não drenada ( $S_u$ ), utilizando o fator de cone  $N_{Du}$ , nota-se um leve crescimento com a profundidade da camada da argila mole.

### HISTÓRICO DE TENSÕES

Em projetos de aterros sobre solos moles, é de fundamental importância a determinação do parâmetro OCR, que indica a história de tensões do depósito de solos moles. Há várias propostas, na literatura, para estimativa do OCR. A figura abaixo, apresenta os perfis de OCR em função da profundidade.

Os valores do OCR, para o ensaio de CPTU 01, foram de aproximadamente 2,0 na camada de argila.

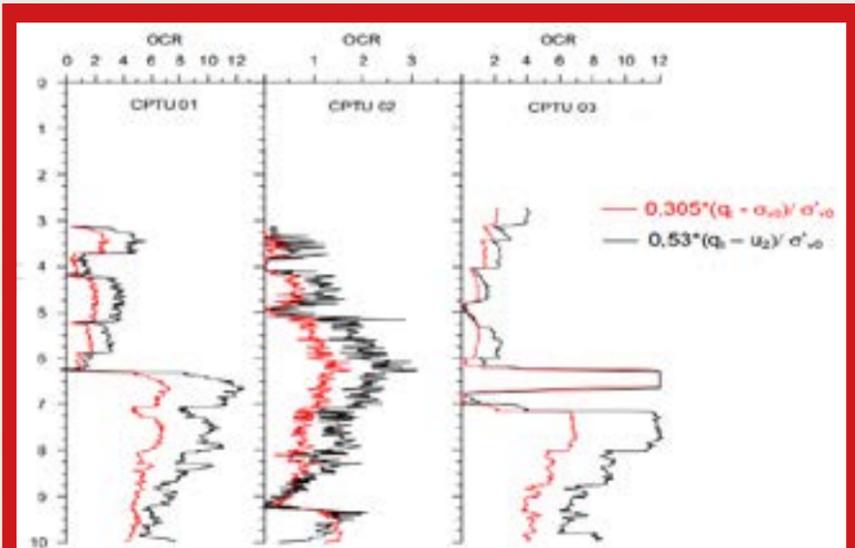


Figura 32 – Perfis de OCR para os ensaios CPTU 01, 02 e 03.

Para o ensaio CPTU 03, o perfil apresenta um pequeno decréscimo com a profundidade, levando a valores de aproximadamente 1,0.

Já para o ensaio CPTU 02, os valores de OCR apresentaram resultados inconsistentes e optou-se por descartá-los das análises. Assim, os valores do OCR encontrados, apresentaram-se dentro da faixa sugerida por Danziger (2001), que é de 1,0 até 2,0, para as argilas brasileiras.

#### REFERÊNCIAS

- Larsson, R., Mattsson, H.: Settlements and shear increase below embankments. SGI Rep. 63, 88p (2003)
- Leroueil, S., Kabbaj, M.: Discussion of 'Settlement analysis of embankments on soft clays' by Mesri & Choi. ASCE 113(9), 1067–1070 (1987)
- Leroueil, S.: Compressibility of clays: fundamental and practical aspects. J. Geotech. Eng. Div. ASCE 122(7), 534–543 (1996)
- Leroueil, S.: Šuklje Memorial Lecture: The isotache approach. Where are we 50 years after its development by Professor Šuklje? In: Proceedings of the 13th Danube European Conference on Geotechnical Engineering, Ljubljana, vol. 2, pp. 55–88 (2006)
- Long, M., El Hadj, N., Hagberg, K.: Quality of conventional fixed piston samples of Norwegian soft clay. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 135(2), 185–198 (2009)
- Degago, S.A., Grimstad, G.: Evaluation of soil parameters for creep calculations of field cases. In: 17th Nordic Geotechnical Meeting, Island (2016)
- Degago, S.A.: On creep during primary consolidation of clays. Ph.D. Thesis, Norwegian University of Science and Technology (NTNU), Trondheim, Norway (2011)
- Degago, S.A., Grimstad, G.: Significance of sample quality in settlement analysis of field cases. In: Proceedings of the 8th NUMGE, Delft, The Netherlands, pp. 153–158 (2014)
- Grimstad, G., Degago, S.A., Nordal, S., Karstunen, M.: Modeling creep and rate effects in structured anisotropic soft clays. Acta Geotech. 5, 69–81 (2010)
- Grimstad, G., Degago, S.A.: A non-associated creep model for structured anisotropic clay (n-SAC). In: 7th European Conferences NUMGE, Trondheim, Norway, pp. 3–8 (2010)



10 e 11 de Junho de 2022  
**ICSG 2022: Conferência Internacional sobre Geotecnia do Solo**  
Copenhague - Dinamarca

10 e 11 de Junho de 2022  
**ICEGSA 2022: Conferência Internacional sobre Geotecnia Ambiental para Aplicações Sustentáveis**  
Barcelona - Espanha

10 e 11 de Junho de 2022  
**ICEGGA 2022: Conferência Internacional sobre Geotecnia Ambiental e Aplicações Geoambientais**  
Barcelona - Espanha

10 e 11 de Junho de 2022  
**ICSGFE 2022: Conferência Internacional sobre Geotecnia do Solo e Engenharia de Fundação**  
Copenhague - Dinamarca

10 e 11 de Junho de 2022  
**ICGEG 2022: Conferência Internacional sobre Engenharia Geofísica e Geotécnica**  
Copenhague - Dinamarca

15 e 16 de Junho de 2022  
**ICSMG 2022: Conferência Internacional sobre Mecânica do Solo em Geotecnia**  
Toronto - Canadá

15 e 16 de Junho de 2022  
**ICAEG 2022: Conferência Internacional sobre Avanços em Geotecnia Ambiental**  
Toronto - Canadá

17 e 18 de Junho de 2022  
**ICMGSM 2022: Conferência Internacional sobre Geotécnica Marinha e Mecânica do Solo**  
Riga - Letônia

24 e 25 de Junho de 2022  
**ICSMGE 2022: Conferência Internacional sobre Mecânica do Solo e Engenharia Geotécnica**  
Paris - França

24 e 25 de Junho de 2022  
**ICSGR 2022: Conferência Internacional sobre Geotecnia e Pesquisa do Solo**  
Istambul - Turquia

05 e 06 de Julho de 2022  
**ICMGUM 2022: Conferência Internacional sobre Geotecnia de Mineração e Mineração Subterrânea**  
Cingapura - Cingapura

08 e 09 de Julho de 2022  
**ICEGR 2022: Conferência Internacional sobre Pesquisa Geotécnica Ambiental**  
Praga - Tcheca

08 e 09 de Julho de 2022  
**ICSGFE 2022: Conferência Internacional sobre Geotecnia do Solo e Engenharia de Fundação**  
Praga - Tcheca

15 e 16 de Julho de 2022  
**ICSG 2022: Conferência Internacional sobre Geotecnia do Solo**  
Estocolmo - Suécia

15 e 16 de Julho de 2022  
**ICEGA 2022: Conferência Internacional sobre Geotecnia Ambiental e Aplicações**  
Estocolmo - Suécia

19 e 20 de Julho de 2022  
**ICSGA 2022: Conferência Internacional sobre Geotecnia do Solo e Aplicações**  
Paris - França

19 e 20 de Julho de 2022  
**ICESGG 2022: Conferência Internacional sobre Estudos Experimentais em Geotécnica e Geotêxteis**  
Toronto - Canadá

19 e 20 de Julho de 2022  
**ICAGRR 2022: Conferência Internacional sobre Geotecnia Avançada de Estradas e Ferrovias**  
Helsinque - Finlândia

19 e 20 de Julho de 2022  
**ICSEGG 2022: Conferência Internacional sobre Engenharia de Solo, Geologia e Geotecnia**  
Copenhague - Dinamarca

19 e 20 de Julho de 2022  
**ICAEGG 2022: Conferência Internacional sobre Geologia e Geotecnia de Engenharia Aplicada**  
Paris - França

19 e 20 de Julho de 2022  
**ICEG 2022: Conferência Internacional sobre Geotecnia Ambiental**  
Toronto - Canadá

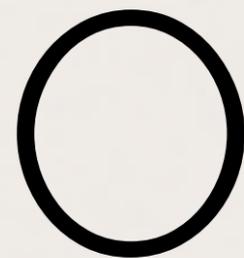
05 e 06 de Agosto de 2022  
**ICGCRP 2022: Conferência Internacional sobre Geotécnica, Pesquisa Atual e Problemas**  
Montreal - Canadá

05 e 06 de Agosto de 2022  
**ICGAG 2022: Conferência Internacional de Geotecnia e Geotecnia Aplicada**  
Amsterdã - Holanda

19 e 20 de Agosto de 2022  
**ICSMGE 2022: Conferência Internacional sobre Mecânica do Solo e Engenharia Geotécnica**  
Londres-Reino Unido

19 e 20 de Agosto de 2022  
**ICSMG 2022: Conferência Internacional sobre Mecânica do Solo e Geotécnica**  
Londres-Reino Unido

# Análise da estabilidade de um aterro, sobre solos moles, para um encontro de viaduto no Sul do país.



Objetiva-se analisar a estabilidade global do sistema aterro-fundação, pós geoenrijecimento do solo, com CPR Grouting, em um dos encontros de viadutos no sul do país, utilizando-se os programas Slide, da Rocscience, que executa análises pelo Método do Equilíbrio Limite, e Plaxis 2D, com



Figura 33

programa de elementos finitos. Os parâmetros representativos dos diferentes materiais foram definidos a partir dos resultados da campanha de investigação geotécnica. O solo de fundação é predominantemente muito mole, o que exige seu melho-

ramento com geoenrijecimento, utilizando-se o CPR Grouting, para garantia da estabilidade do aterro, que deverá atingir a altura máxima de 9,5 m.



Figura 34



Figura 35

Figuras 33, 34 e 35: Duplicação na rodovia Br 470, no sul do país. 31) Escavação para correção do greide, 32) seguido da cravação de greodrenos 33) e a formação das verticais para formação dos bulbos via expansão de cavidades, para a compressão do solo mole e seu adensamento.

## CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

A área investigada localiza-se na próxima a capital, e o perfil geológico geotécnico caracteriza-se por profunda camada de solo argiloso mole, tendo presença de material orgânico. Para a caracterização dos materiais, que compõe o perfil, executou-se a seguinte campanha de investigação geotécnica:

- 08 sondagens a percussão (SPT);
- 01 ensaio de piezocone (CPTu);
- 03 ensaios de palheta (VST);
- 02 ensaios de adensamento;
- 01 ensaio de cisalhamento direto (aterro);
- 03 ensaios de compressão simples.

A Figura 1 apresenta o perfil geológico geotécnico, obtido a partir da interpretação dos boletins de sondagem, observando-se a presença de depósito de solo mole, abaixo do aterro rodoviário, com profundidades que chegam a 12,0 m. Abaixo do solo mole, encontra-se um solo argiloso ou siltoso, com NSPT crescente com a profundidade e consistência rija a dura. No perfil, observa-se

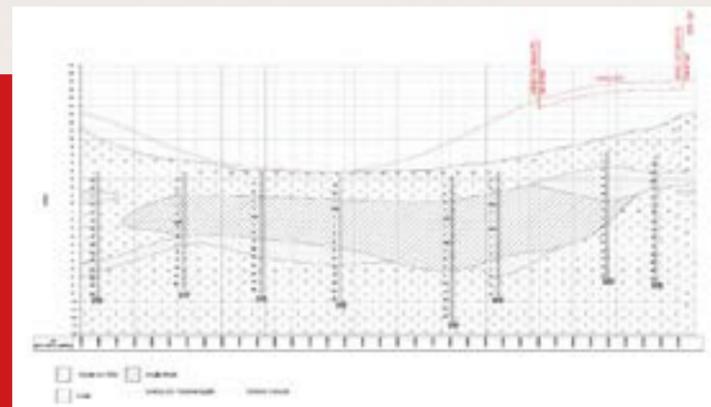


Figura 36 - Perfil geológico-geotécnico

também a presença de lentes de areia. A interpretação dos resultados do ensaio de piezocone (CPTu), utilizando a classificação de Robertson et al. (1986), confirmou a presença de solo argiloso até 12,0 m de profundidade, como indica a Figura 2.

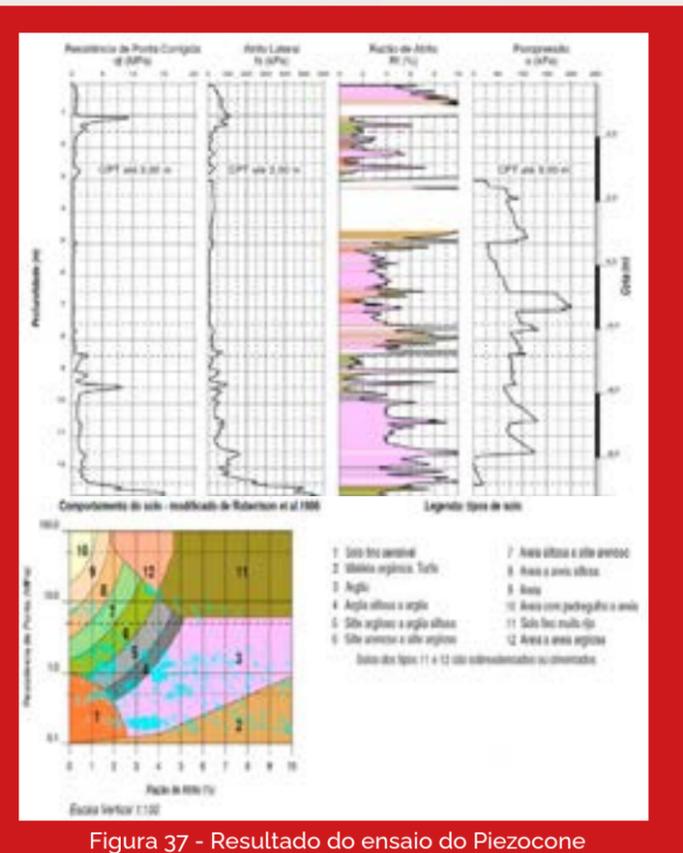


Figura 37 - Resultado do ensaio do Piezocone

A Tabela reúne os resultados dos ensaios com palheta, que permitiram elaborar o perfil de resistência não drenada, apresentado na Figura 37. A análise dos resultados permiti-

Profundidade (m)	Su <sub>int</sub> (kPa)	Su <sub>ave</sub> (kPa)
6,0	12,7	0,74
8,0	34,9	4,24
10,0	69,4	39,28

tiu identificar a presença de 2 subcamadas:

- Subcamada 1: de 3,0 m a 8,0 m de profundidade, apresenta consistência muito mole, com resistência de ponta (qt) inferior a 250 kPa, e resistência não drenada (Su) de cerca de 12,5 kPa.

- Subcamada 2: de 8,0 m a 12,5 m de profundidade, onde se observa que a resistência de ponta (qt) e a resistência não drenada (Su) aumentam com a profundidade.

Ensaio de cisalhamento direto foram executados em amostras do aterro, fornecendo a envoltória da resistência apresentada na Figura ao lado. Este material apresentou coesão e ângulo de atrito iguais a 27,8 kPa e 24,8°, respectivamente.

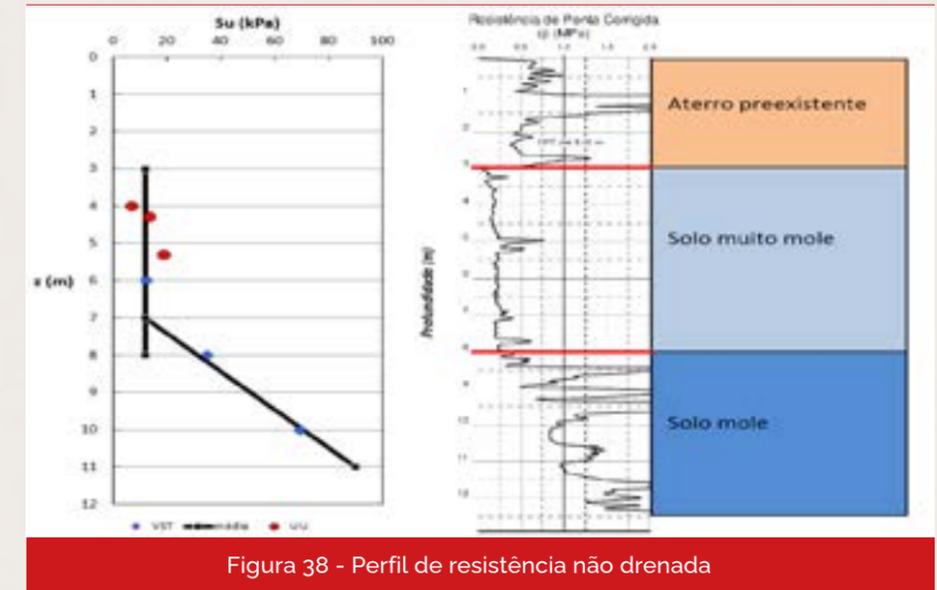


Figura 38 - Perfil de resistência não drenada

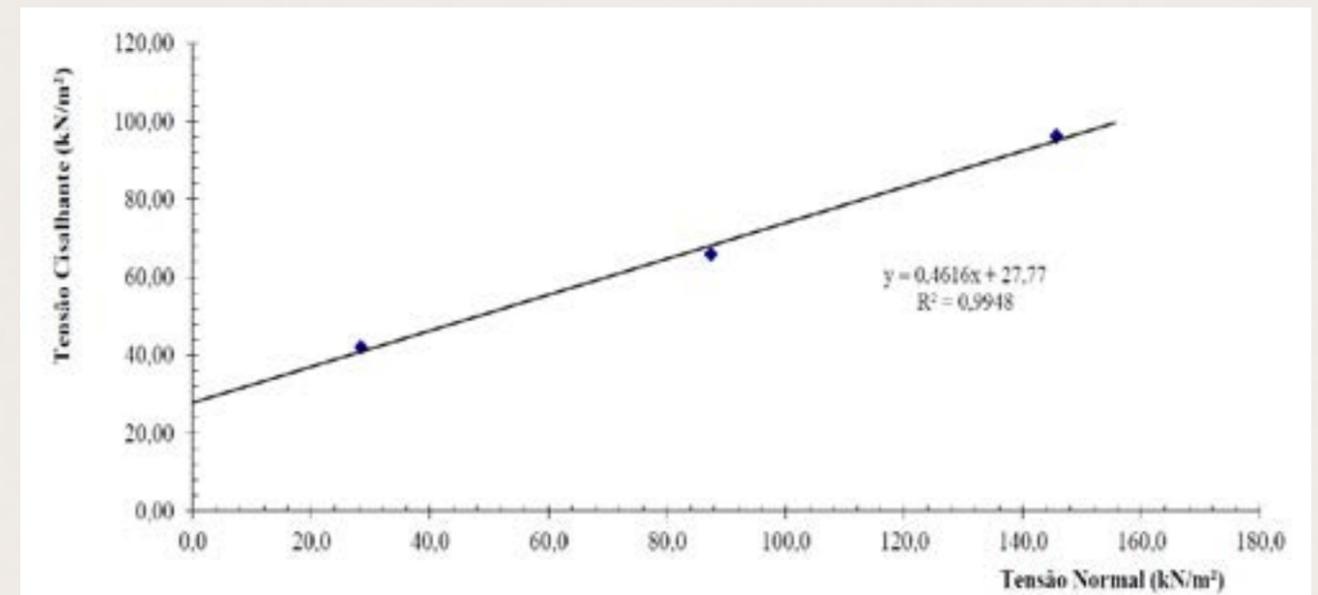


Figura 39 - Resultado dos ensaios do cisalhamento direto

## DESCRIÇÃO DO SERVIÇO

Este projeto consiste de um aterro rodoviário, para aproximação de viaduto, com aproximadamente 70,0 m de largura e 9,5 m de altura máxima (Figura 40), contido lateralmente por uma estrutura de contenção, com paredes verticais, tipo Terramesh (Figura 41). Tendo em vista as características do solo de fundação, a implantação do aterro será possível, após o geoenrijecimento do solo, em toda a área crítica, totalizando cerca de 13.500 m<sup>2</sup>.

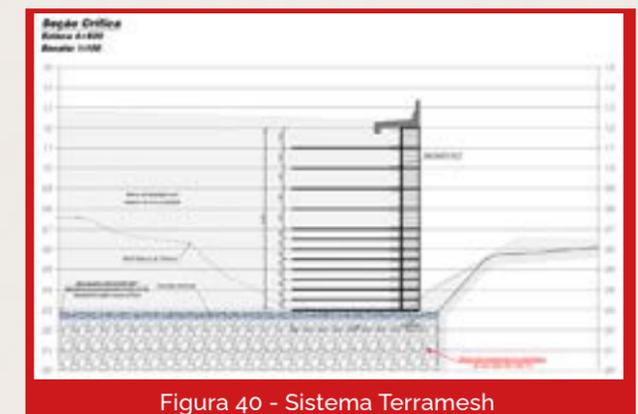


Figura 40 - Sistema Terramesh

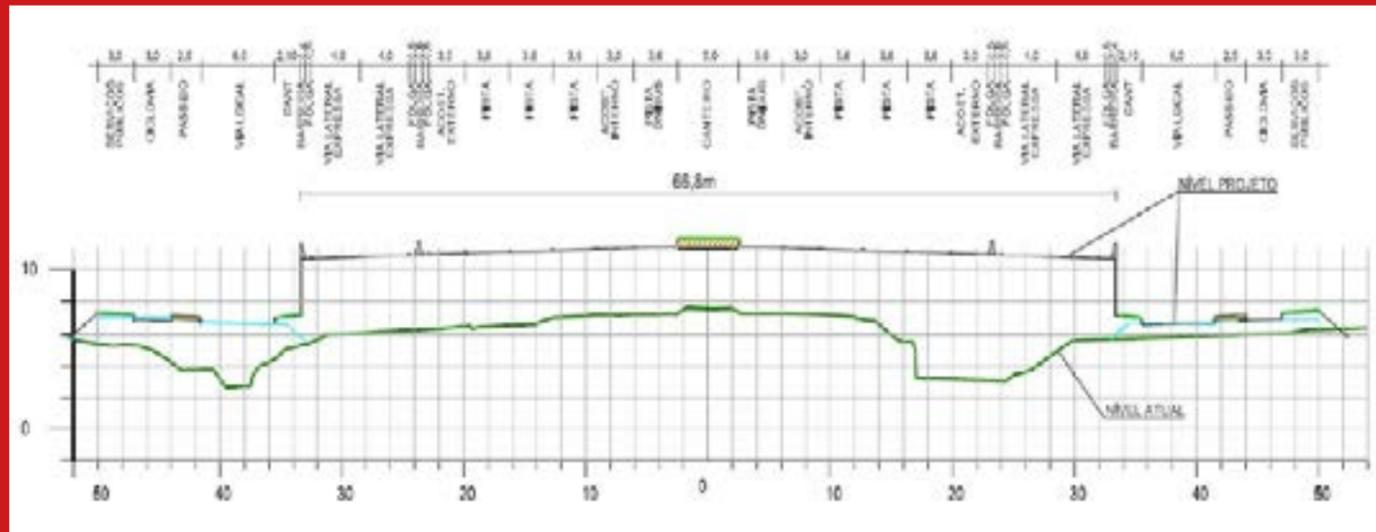


Figura 41 - Seção tipo

Localização estratégica e eficiência logística geralmente estão localizados em terrenos com solos moles.



Melhoramento de solo mole é **GEOENRIJECIMENTO**

Entre em contato, para saber mais detalhes a respeito: [www.engegraut.com.br](http://www.engegraut.com.br)

No trecho, onde o aterro chegará a 9,5 m de altura, o projeto do melhoramento do solo, prevê a execução de malha triangular de verticais, com bulbos de compressão do solo, via expansão de cavidades, com espaçamento de 2,60 m x 2,60 m entre verticais do geoenrijecimento. Os bulbos de compressão do solo, para seu adensamento, serão expandidos ao longo de toda a profundidade do depósito de argila mole. O critério de volume será 950 litros e o de pressão será de 10kg/cm<sup>2</sup>. A Figura 7 apresenta a configuração de projeto, com as verticais do geoenrijecimento e os drenos.

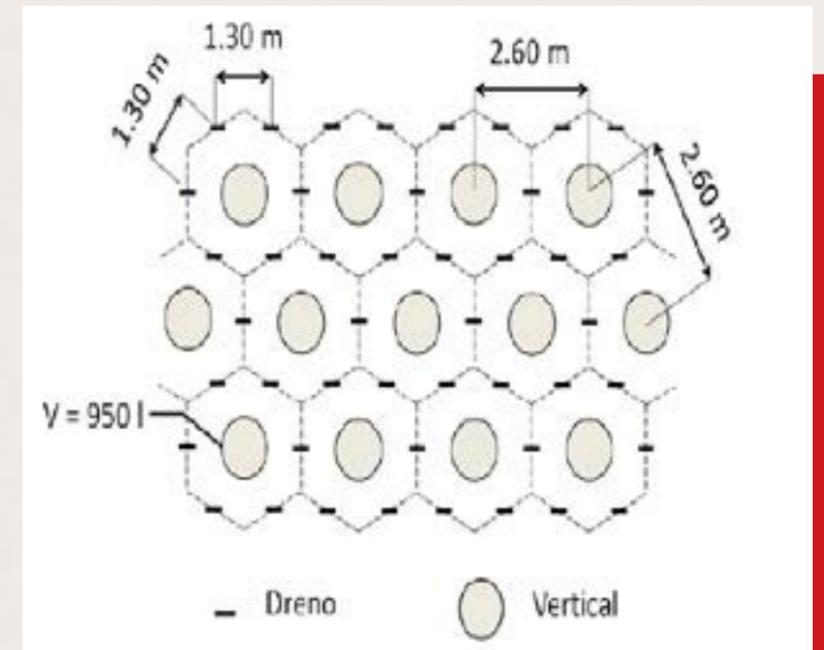


Figura 42 - Configuração de projeto: geoenrijecimento do solo de fundação.

### GEOMETRIA E PARÂMETROS PARA A ANÁLISE DA ESTABILIDADE

A Tabela 2 apresenta os parâmetros adotados na análise de estabilidade. Para o sistema TERRAMESH, os parâmetros foram definidos com base em informações do fabricante. As análises consideraram a estrutura de contenção, como um bloco de material rígido, com largura igual a 4,0 m

Os parâmetros do solo geoenrijecido, foram calculados de acordo com o método do meio homogêneo equivalente.

A Figura 8, apresenta a geometria adotada na análise de estabilidade. Observa-se a presença de sobrecarga de 20 kPa, representando o tráfego de veículos.

Camada	Cor	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ ou $S_u$ (kPa)	$\phi'$ (°)
Aterro	Orange	18,0	18,0	28
Argila muito mole	Grey	14,0	12,5	-
Argila mole	Yellow	14,0	40,0	-
CPR (2,6 m x 2,6 m)	Purple	14,0	58	26
Silte argiloso	Green	18,0	5,0	29
Sistema TERRAMESH	Light Green	16,0	90	54

Tabela 43 - Parâmetros adotados na análise de estabilidade

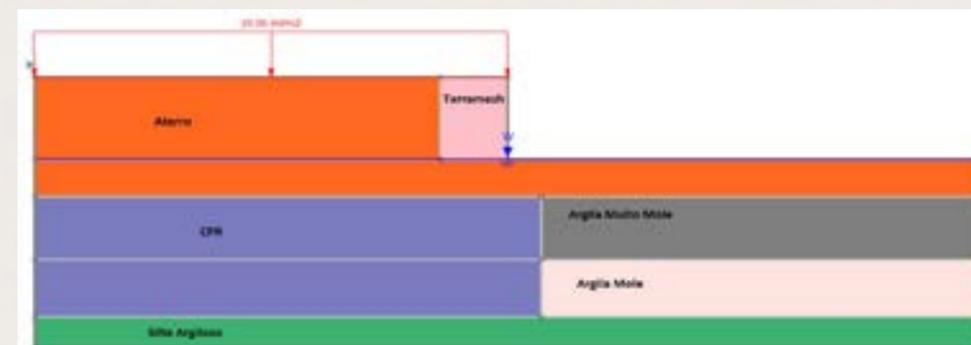


Figura 44 - Geometria adotada na análise de estabilidade.

## ANÁLISE DA ESTABILIDADE

A análise da estabilidade foi feita pelos programas computacionais Slide e Plaxis, que utilizam diferentes métodos, para a determinação da superfície crítica e do fator de segurança.

As análises consideraram 2 condições distintas do nível d'água:

**1** NA superficial;

**2** NA situado a 2,0m de profundidade.

### ANÁLISES PELO MÉTODO DO EQUILÍBRIO LIMITE – PROGRAMA SLIDE

O método de equilíbrio limite é um dos métodos determinísticos mais utilizados para a análise de estabilidade de taludes. O método adota as seguintes premissas:

**1** O fator de segurança é igual para todos os pontos ao longo da superfície de ruptura;

**2** O equilíbrio é calculado pelas equações da estática;

**3** A superfície de ruptura é arbitrária.

Geralmente, determina-se uma série de superfícies de ruptura, para se obter aquela que apresenta o valor mínimo do fator de segurança, a qual é denominada superfície crítica. Dentre os diferentes métodos do equilíbrio limite, adotar-se-á o método de Morgenstern e Price (1965) em função do maior rigor teórico, para todas as condições de equilíbrio, permitindo a avaliação dos fatores de segurança de superfícies das rupturas circulares e não circulares. Neste método, calcula-se o fator de segurança por meio do somatório das forças tangenciais e normais à base de uma fatia, e o somatório dos momentos, em relação ao centro de cada fatia infinitesimal. A Figura 9 ilustra o método de Morgenstern e Price.

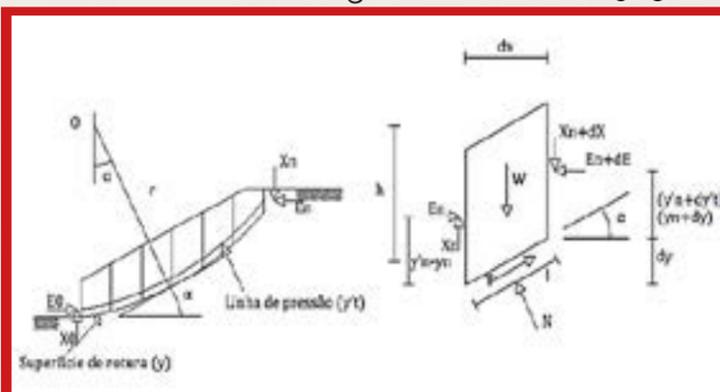


Figura 45 – Método de Morgenstern & Price: Forças aplicadas sobre uma fatia

O método apresenta as seguintes equações de equilíbrio:

- A equação para a superfície de escorregamento assumida é  $y = y(x)$ ;
- Equação para a superfície do talude, assumida como conhecida  $y = z(x)$ ;
- Equação para a posição da ação dos empuxos efetivos horizontais, i.e., linha de empuxo,  $y = yT'(x)$ , sendo que esta função é desconhecida;
- A linha de pressão de água é  $y = h(x)$ .

As forças atuantes em uma fatia de largura infinitesimal são:

- $E'$ , empuxo lateral na face da fatia em termos de tensões efetivas;
- $X$ , força vertical tangencial nas faces da fatia;
- $dW$ , peso da fatia;
- $dN'$ , pressão normal efetiva;
- $dT$ , força tangencial atuante ao longo da base da fatia;
- $a$ , inclinação que a fatia faz com a horizontal.

A condição, para que não haja rotação da fatia, é satisfeita se a soma dos momentos no centro da base da fatia for igual a zero. Igualmente neste ponto, estão aplicadas as forças  $dN'$ ,  $dN$  e  $dW$ , pelo que os seus momentos serão nulos. O fator de segurança é calculado por meio do somatório das forças tangenciais e normais à base de uma fatia, e o somatório de momentos em relação ao centro de cada fatia infinitesimal. As equações de equilíbrio, das forças e momentos, são então combinadas e modificadas. O desenvolvimento matemático das expressões conduz à seguinte expressão:

$$\frac{c'}{FS} x \left[ 1 + \left( \frac{dy}{dx} \right)^2 \right] + \frac{\tan \theta'}{FS} x \left\{ \frac{dW}{dx} + \frac{dX}{dx} - \frac{dE}{dx} x \frac{dy}{dx} - u^* \left[ 1 + \left( \frac{dy}{dx} \right)^2 \right] \right\} = \frac{dE}{dx} + \frac{dX}{dy} x \frac{dy}{dx} + \frac{dW}{dx} x \frac{dy}{dx}$$

Onde:

$c'$  = coesão;

$\tan \theta'$  = ângulo de atrito do solo.

$$\frac{dy}{dx} = \tan \alpha$$

Em uma análise preliminar, procedeu-se à análise da estabilidade considerando o solo de fundação sem melhoramento com geoenrijecimento. Os resultados, apresentados na Figura 12 e na Figura 11, indicam que o aterro não é estável, com fatores de segurança iguais a 0,98 e 1,03, para condições de nível d'água superficial e a 2,0 m de profundidade, respectivamente.

As análises indicam a necessidade do geoenrijecimento do solo de fundação, para garantia da estabilidade.

## ANÁLISES PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS – PROGRAMA PLAXIS

O programa PLAXIS apresenta, em sua fase de cálculo, a possibilidade de inserir uma etapa para a determinação do fator de segurança, controlado por um multiplicador representado pelo símbolo Msf.

O fator de segurança é definido pelo programa como a razão entre a resistência ao cisalhamento e a tensão cisalhante necessária ao equilíbrio. Nesta etapa, os parâmetros de resistência dos materiais são reduzidos por um dado fator (Msf), que representa o limite necessário para a garantia da condição de equilíbrio, ou seja:

$$\sum M_v = \frac{c'}{c_r} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi_r}$$

**Sendo:**  
**c' e tanφ'** = parâmetros de resistência dos materiais,  
**c<sub>r</sub> e tanφ'<sub>r</sub>** = parâmetros de resistência reduzidos.

Figura 46 – Análises de estabilidade, MEL: sem geoenrijecimento e NA superficial

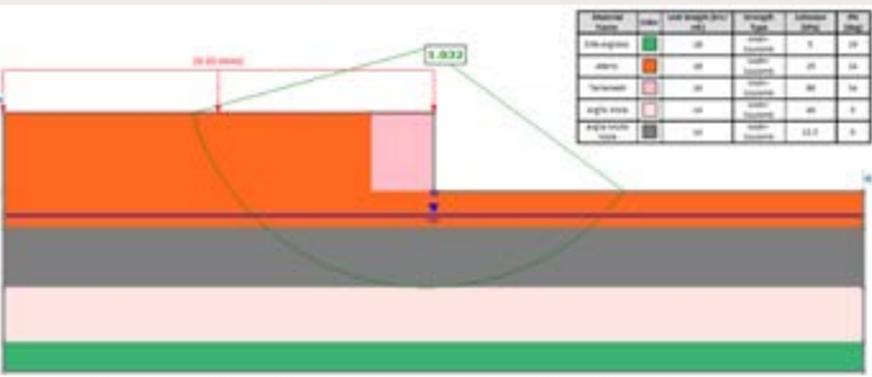
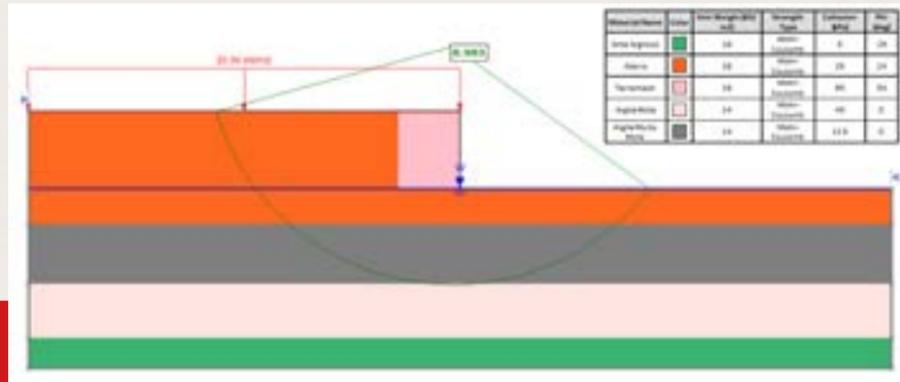


Figura 47 – Análises de estabilidade, MEL: sem geoenrijecimento e NA superficial

A Figura 12 e a Figura 13 apresentam as análises de estabilidade, considerando-se o geoenrijecimento do solo de fundação, com CPR Grouting. Observa-se que, para ambas as condições de nível d'água, a estabilidade é garantida com fatores de segurança superiores a 1,40. É interessante notar que a superfície de ruptura não atinge as camadas mais profundas de solo mole, como observado nas análises sem geoenrijecimento (Figura 10 e Figura 11), em função da alta resistência alcançada com o melhoramento. Neste caso, a superfície de ruptura tende a se formar no material do aterro superficial.

Figura 48 – Análises de estabilidade, MEL: com geoenrijecimento e NA superficial

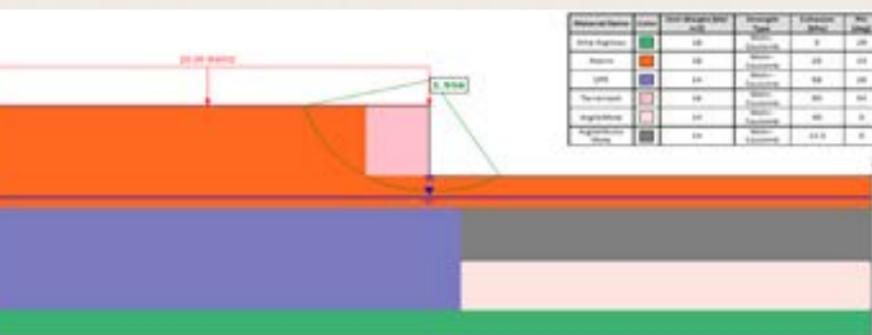
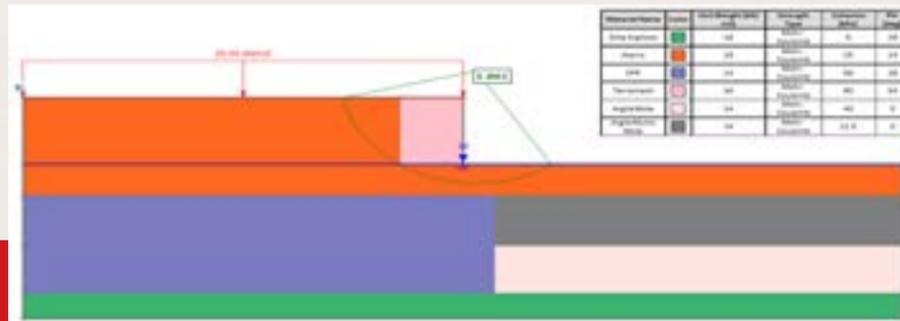


Figura 49 – Análises de estabilidade, MEL: com geoenrijecimento e NA a 2,0 m de profundidade

A Figura 15, apresenta a geometria adotada nas análises numéricas. A malha de elementos finitos, composta por 716 elementos e 5.917 nós, está apresentada na Figura 15.

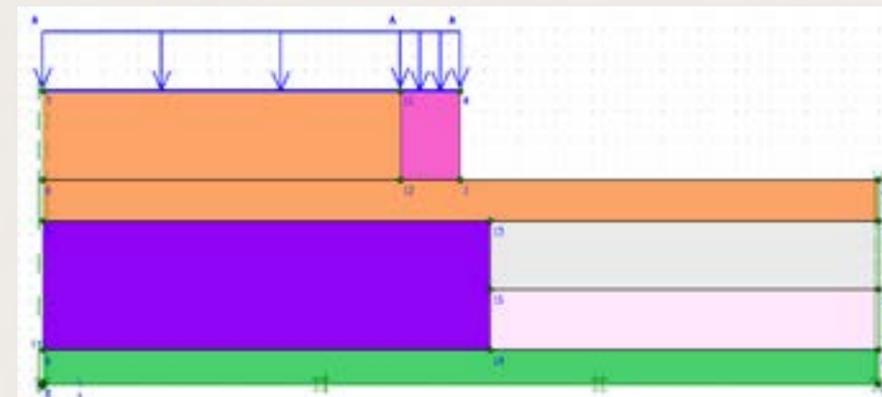
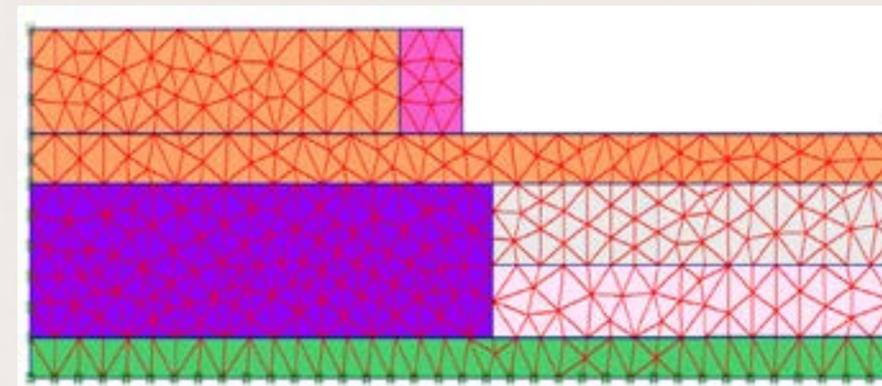


Figura 50 – Geometria adotada nas análises numéricas\_Plaxis



Os resultados fornecidos pelo programa Plaxis estão apresentados na Figura 16 e na Figura 17. Para a condição de nível d'água superficial, as análises indicaram FS igual a 1,90. No caso do nível d'água a 2,0 m de profundidade, o fator de segurança aumenta para 1,96. As superfícies críticas, mostraram-se compatíveis com as obtidas pelo método do equilíbrio limite.

Figura 51 – Malha de elementos finitos

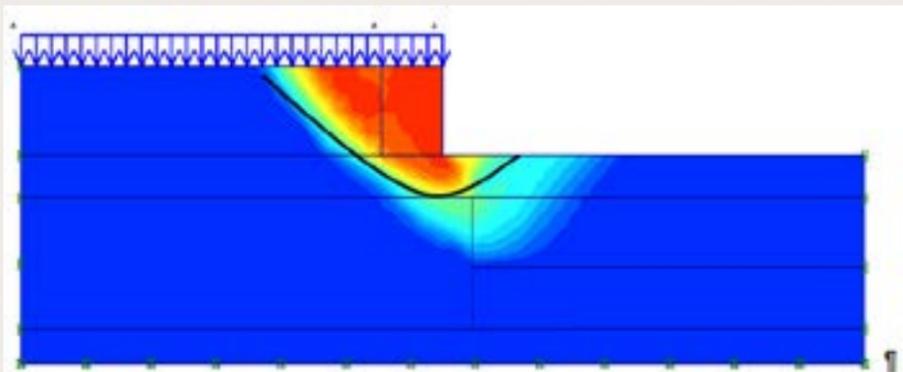


Figura 52 – Análises de estabilidade, MEF: NA superficial: FS = 1,90

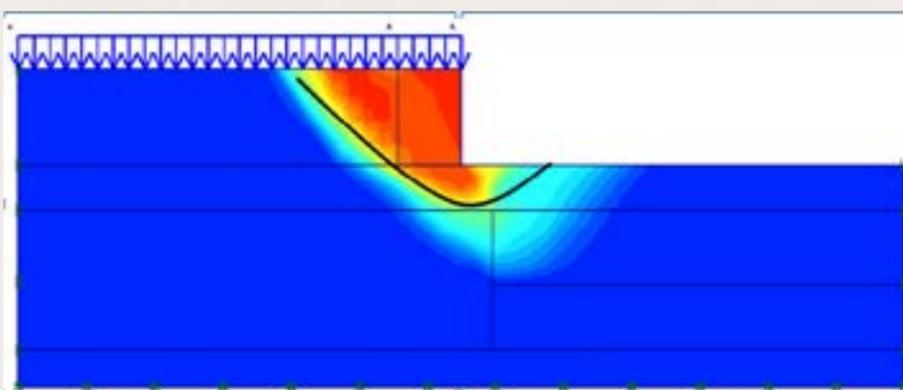


Figura 53 – Análises de estabilidade, MEF: NA a 2,0 m de profundidade: FS = 1,96

A Tabela a seguir resume os resultados da análise de estabilidade, mostrando que o geoenrijecimento do solo de fundação, com CPR Grouting, permite a implantação do aterro com altura de 9,5 m. Os fatores de segurança obtidos a partir dos diferentes métodos (MEL e MEF) mostraram-se semelhantes, bem como a forma da superfície crítica.

Análise	Nível d'água	FS
MEL	superficial	1,86
	2,0 m de profundidade	1,96
MEF	superficial	1,90
	2,0 m de profundidade	1,96

Tabela - Resumo dos resultados



Figura 54 – ... que deverá chegar a cerca de 9,5m de altura.



Figura 55 – Após o melhoramento do solo mole iniciou-se o levantamento do aterro...

O melhoramento do solo de fundação, com CPR Grouting, promoverá o geoenrijecimento do solo, aumentando sua resistência, e conseqüentemente, a estabilidade do conjunto aterro-fundação. A análise da estabilidade, evidenciou que com a execução do geoenrijecimento do solo mole, o aterro de 9,5 m de altura ficará estável, com fatores de segurança superiores aos admissíveis (> 1,40).



Figura 56 – Sistema de contenção lateral em terra armada sendo iniciado, juntamente com a elevação do aterro.

## REFERÊNCIAS

•Patricia Karina Tinoco é engenheira geotécnica. Trabalha com melhoramento de solos moles a mais de 20 anos.

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 ajuda você e sua obra 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/MC\\_v1.0.rar](http://www.engegraut.com.br/geoenrijecimento/MC_v1.0.rar)

[softsoilbrazilianinstitute.com.br](http://softsoilbrazilianinstitute.com.br)



### PARCEIROS



**SOLOTEST**

**GEOKON**

SOLUÇÕES CAD  
BIM

TRUSTED MEASUREMENTS

**AB  
MS**

**Leica**  
Geosystems



**TROGERTEC**

**ENGEGRAUT**

**ROCTEST**