

Soft Soil Brazilian Review

SOFTSOILGROUP.COM.BR

Soft Soil JANEIRO-FEVEREIRO 2019
Group EDIÇÃO AMÉRICA DO SUL

18 Solos Moles
Escavação em solos moles

26 O poder orgânico do solo
Conheça solos orgânicos e turfas III

36 Solos moles
Dimensionando o melhoramento do solo mole com Geoenrijecimento II

O GEOENRIJECIMENTO PARA MELHORAR SOLOS MOLES EM RODOVIAS

Como interromper recalques em rodovias





INFORMAÇÕES SOBRE MELHORAMENTO DE SOLOS MOLES?

SOFT SOIL GROUP

O SOFT SOIL GROUP ajuda você a tocar sucessos

Melhorar solos moles exige conhecimentos geotécnicos práticos e teorias sofisticadas. Cada obra é um caso específico que exige solução diferenciada. Assista nossos Webinars para adquirir estas informações.



www.softsoilgroup.com.br

SOFTSOIL BRAZILIAN REVIEW • Janeiro / Fevereiro 2019



SOLOS MOLES
Geoenrijecimento para interromper recalques em rodovias **04**
Por Joaquim Rodrigues

SOLOS MOLES
Escavação em solo moles **18**
Por Roger Rodrigues

O PODER ORGÂNICO DO SOLO
Conheça solos orgânicos e turfas III **26**
Por Thomas Kim

DIMENSIONAMENTO
Dimensionando o melhoramento do solo mole **36**
com Geoenrijecimento II
Por Alessandro Cirone

EDITORIAL

A revista Soft Soil Brazilian Review, é uma revista geotécnica destinada a servir de fonte de consulta para todos que, de alguma maneira, estão envolvidos com serviços de melhoramento de solos moles. O planejamento, projeto e execução de escavações e melhoramento de solos moles é sempre uma tarefa difícil e desafiadora. Nesta edição, os autores abordam alguns destes problemas e seus desafios. Tanto teoria quanto prática podem ser encontradas nesta edição.

Especial ênfase é dada para a apresentação de vários casos de obra, correspondentes aos assuntos principais.

Os desafios enfrentados na execução de obras com presença de turfas e solos orgânicos incluem o acesso e capacidade de tráfego limitada, grandes recalques durante longos períodos, além de problemas de estabilidade.

O objetivo é sempre dar aos nossos leitores uma visão geral das propriedades do solo mole, meios para seu melhoramento e sua aplicação em escavações. Os autores procuram enfatizar que a presença de solo mole na obra não deve ser classificada como entrave ou com custo elevado para o projeto. Utilizando-se de conhecimento técnico avançado, é possível chegar a soluções tecnicamente seguras e economicamente viáveis para qualquer projeto.

Esperamos que as matérias apresentadas nesta edição, que incluem mistura de contribuições acadêmicas e profissionais, estimulem discussão e laços de colaboração entre a revista e seus leitores. Obrigado.

Joaquim Rodrigues

GEOENRIJECIMENTO PARA INTERROMPER RECALQUES EM RODOVIAS

Trata-se de um problema muito comum em rodovias, caracterizado pela surgência de recalques com afundamentos no pavimento. Este cenário é um trecho da rodovia Raposo Tavares, na altura de Presidente Prudente, São Paulo, onde a estrada atravessa um talvegue natural.

Os problemas observados e as sondagens realizadas identificaram as seguintes causas para o problema na importante rodovia:

- Presença de aterros arenosos, facilmente erodíveis, na medida em que o sistema de drenagem falha parcial ou completamente.
- Processo de recalque pronunciado sob passagem de gado, por onde fluiu grande quantidade de águas pluviais, quando de chuvas torrenciais na região, chegando à cota da rodovia. Frequentemente há forte percolação d'água através do aterro da rodovia, de um lado para o outro, atravessando-a, provocando forte erosão no interior do maciço, com depreciação do solo dentro da galeria, promovendo recalques em suas aduelas e, conseqüentemente, no pavimento da rodovia.
- Antiga minação d'água, junto às entradas da galeria e proximidades, significando presença de "piping", incorrendo em perda de material do aterro e, conseqüentemente, afundamentos no pavimento da rodovia.
- Monitoramento do processo de recalque, nos locais em questão, apresentam forte velocidade, da ordem de 1.000 micrômetros/dia.

Figura 1 - Incidência de recalque progressivo no pavimento, em um pequeno trecho da rodovia Raposo Tavares, particularmente sobre uma galeria de passagem de gado.

Face às investigações realizadas e levantamento das possíveis causas, decidiu-se pelo imediato geoenrijecimento do solo naquela região, com os seguintes objetivos:

- eliminar a compressibilidade instalada no corpo do aterro estradal, particularmente nas laterais e fundo da galeria;
- incrementar a resistência do aterro para melhorar sua estabilidade, capacidade de carga e durabilidade;
- reduzir a permeabilidade do aterro a fluxos d'água.

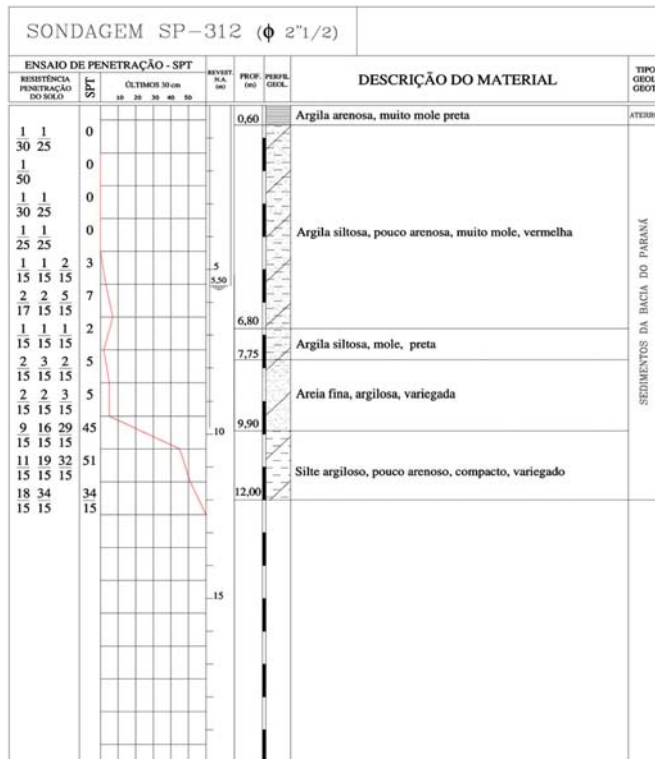


Figura 2 - Sondagem SPT referente à região do pavimento com cedência.

A estratégia de trabalho para o geoenrijecimento do solo, com CPR Grouting, foi idealizada primeiro pelas laterais da rodovia, em seus acostamentos e segundo, pelo interior da galeria. Analisando-se os prós e contra, optou-se pelo trabalho ao longo do interior da galeria de passagem de gado. Promoveu-se o processo de compressão do solo, radialmente, com formação



Figura 3 - O solo ao lado e sob a galeria de passagem de gado cedeu, levando parte das aduelas da galeria, provocando deformação intensa e veloz no pavimento da rodovia.



Figura 4 - A intervenção para o melhoramento do solo, com geoenrijecimento, foi feita pelo interior da galeria de passagem de gado, atuando-se pelos lados e abaixo, sem qualquer incômodo à rodovia. Havia a opção de se trabalhar pelos acostamentos, que foi descartada.



Figura 5 - Equipamentos portáteis permitiram furar a galeria e o solo, tanto pelos lados quanto em seu piso, adentrando-se no solo o suficiente para eliminar a compressibilidade atuante.

dos bulbos de geogROUT, impondo resistência (estabilidade) e rigidez (ausência de recalques) necessários.

Sondagens pressiométricas e com tomografia por imagem certificaram os níveis de resistência e rigidez desejados para o trecho em questão. Paralelamente, promoveu-se revisão no sistema de drenagem superficial e das galerias de passagem de gado existentes.

Melhoramento do solo mole em terrenos com rupturas

É frequente, para quem lida com melhoramento de solos moles, ouvir ou ver análises em que “a ruptura do aterro deixou incertezas sobre a viabilidade do projeto original, pois houve deslocamento da massa de solo e abertura de longas e profundas trincas na superfície, fragilizando o solo de fundação”, particularmente quando há instalações de água potável, esgoto ou gás por perto ou correndo lateralmente à área rompida. O que torna mais crítica a situação. Causas de ruptura do solo mole, quando carregado referem-se, de imediato, à sua baixíssima resistência cisalhante, que rompe sob o próprio peso do aterro. Esta situação, corriqueira, conduz a conclusões do tipo “assim, a elevação do aterro de encontro do viaduto fica inviável para o projeto original.



Figura 6 - Fraturas no aterro lançado sobre depósitos de solo mole em ampliação rodoviária sem melhoramento de solo.



Figura 7 - Aterro estradal com processo de ruptura devido a depósitos de solo mole sem melhoramento de solo.

Aterros são comparados à sobrecargas atuantes na superfície do terreno, impondo tensões cisalhantes na massa do solo natural subjacente. É rotineiro verificar argilas moles, com resistências no SPT entre 0 e 5 golpes, tornando óbvio afirmar que “a falta de capacidade suporte do solo de fundação provocou a ruptura”. Evidentemente, após a ruptura, o solo encontrar-se-á amolgado, com resistência inferior à original. O mais crítico, de um processo de ruptura, por exemplo, em ampliações estradais, é a condição final do talude, invariavelmente quase vertical, o que impossibilita a formação do necessário escalonamento para formação da nova rodovia o que, caso não executado, promoverá trincas longitudinais ao longo do novo pavimento.

Ora, nesta condição, como é possível dimensionar o melhoramento do solo, com base em solução de geoforço, principalmente coluna de brita, se todos os estudos sobre este tipo de solução limita resistência cisalhante maior que 10kPa?



Figura 8 - Trincas longitudinais, ao longo da via, em uma rodovia ampliada sem execução do escalonamento no talude original..

Para agravar ainda mais este cenário, é muito comum encontrar-se condições geológicas, evidenciadas por perfis geotécnicos, manifestando presença de taludes submersos. É de se esperar que deslocamentos horizontais, significativos, desenvolvam-se em presença de taludes submersos. Nesta condição, a presença de elementos colunares terão sua capacidade suporte questionada ou instabili-



Figura 9 - Ruptura de aterro estradal, lançado sem melhoramento prévio do solo mole suporte em ampliação de rodovia. Há a formação de talude vertical na região do acostamento da antiga estrada, impossibilitando a formação do escalonamento posterior o que, certamente, irá provocar futuros problemas na nova rodovia.

Inclinômetro para a condição horizontal e inclinada?

Este equipamento mede, precisamente, deslocamentos verticais (recalques ou levantamentos) ao longo de uma horizontal sob aterros. Opera com torpedo horizontal. Atua com bluetooth e smart phase.



Este outro inclinômetro é equipado com sensor de inclinação para taludes de até 45°, informando sua inclinação, assim como em paredes de contenção, barragens, etc. Opera com bluetooth e smart phase.



Para maiores informações, acesse: <http://www.softsoilgroup.com>

zada, devendo-se considerar os diversos modos de falha possíveis, quando submetidos à deformações laterais. Se a ruptura por embarrigamento da coluna, for falta de suporte lateral é atenuada, adotando-se encamisamento com geossintético, o mesmo não vale para o caso de ruptura por flambagem.

Particularidades nos estados de ruptura

Com alguma frequência, aterros de pre-carregamento entram em estado de ruptura durante sua construção ou permanência, particularmente em empreendimentos logísticos e na construção de novas estradas, provocando inúmeros problemas associados com:

- Fragilização da condição mole do solo, definindo-se planos de ruptura.
- Comprometimento de instalações vizinhas.
- Formação de taludes rompidos verticais ou quase.
- Incapacidade da formação de escalonamento, quando da duplicação ou ampliação de rodovias.

Grande parte das rupturas de solos assemelham-se, sejam provocadas pela construção de aterros, seja pela ausência de um ou mais critérios pertinentes à boa execução. A ruptura de aterros subdivide-se em duas categorias. A primeira inclui a ruptura total ou parcial do aterro, o que geralmente implica em medidas de remoção e/ou geoenrijecimento do solo. A segunda, menos crítica, apresenta apenas o início de movimentos

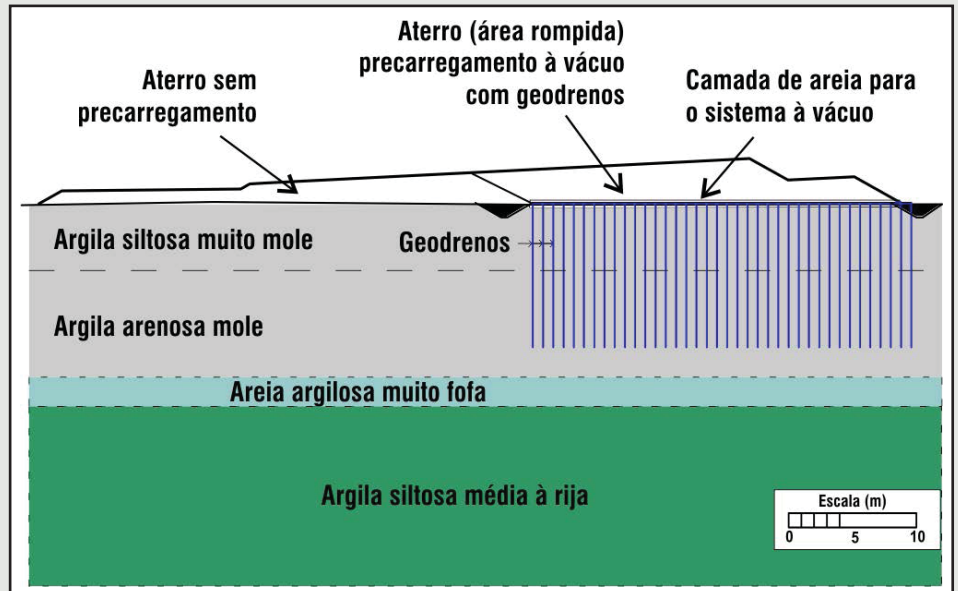


Figura 10 - Seção do aterro, após a primeira ruptura durante o pré-carregamento com geodrenos à vácuo (após Gue et. al., 2001).

laterais e verticais, provocando distorções ao longo da área do empreendimento, geralmente afetando estruturas e instalações que, invariavelmente, se perdem.

A ruptura de aterros ocorre frequentemente durante sua construção. É o caso de um aterro rodoviário, construído pelo método de pré-carregamento, utilizando-se geodrenos. A figura, a seguir, apresenta uma seção de um aterro rodoviário, originalmente rompido durante o pré-carregamento seguindo-se uma foto da segunda ruptura, causando grandes deslocamentos laterais e formação de taludes verticais após melhoramento com colunas de brita. Segundo Gue et al 2001, o histórico de ruptura do aterro, anteriormente citado, apre-

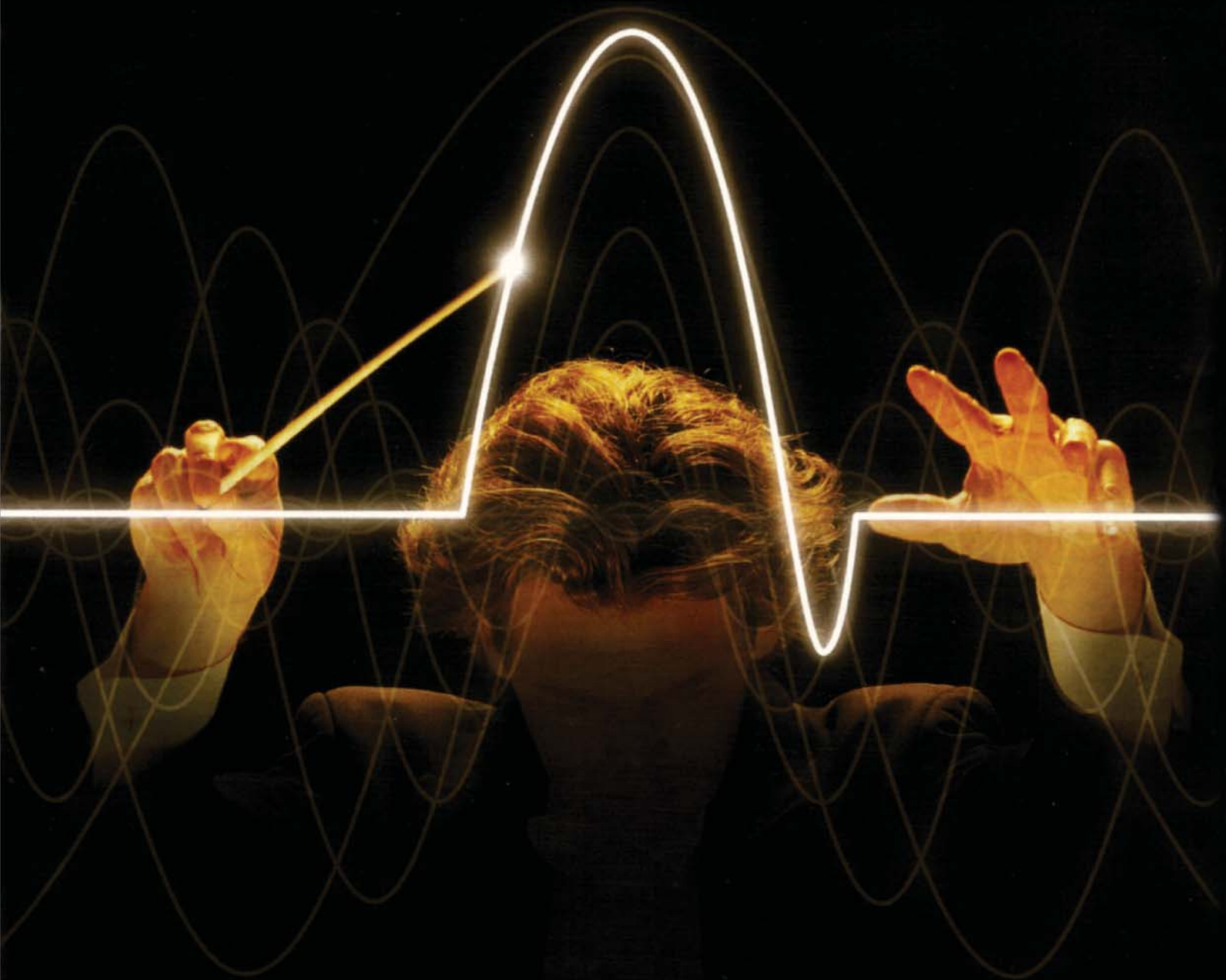
sentou aumento da poropressão, no trecho em questão, por mais de 30 dias sem que nenhuma medida preventiva fosse tomada. O grande e frequente equívoco, nas soluções com pre-carregamento, ilusoriamente barato, é o desacordo com o não cumprimento das tarefas obrigatórias mais simples como:

- Monitoramento contínuo e rigoroso do seu nível ao longo do trecho.
- Instrumentação geotécnica básica com piezômetros, para monitoramento da poropressão durante as etapas de carregamento das camadas do aterro, fundamental para evitar rupturas.
- Instalação de inclinômetros, principalmente junto a estruturas próximas.



Figura 11 - Segunda ruptura do aterro, melhorado inicialmente com pré-carregamento à vácuo, utilizando-se geodrenos e, a seguir, melhorado com coluna de brita (Gue et al. 2001).

Soft Soil Group
Apresenta



Webinars de solos moles

Para maiores informações, acesse: <http://softsoilgroup.com.br/webinar>
ou envie um e-mail para: atendimento@softsoilgroup.com.br





Figura 12 - Grande ruptura do solo, durante a elevação de aterro para ampliação rodoviária, sem que houvesse melhoramento do solo. Observar a condição vertical do talude devido à antiga rodovia, impossibilitando a formação do necessário escalonamento. Problemas futuros.

Sugestão para melhoramento do solo em áreas de ruptura.

Podemos direcionar esta questão tomando, como exemplo, rupturas de solo em obras de duplicação de rodovias, com solução de aterros de sobrecarga ou pré-carregamento. Durante alteamentos de aterros, por camadas, devido à natural ausência de capacidade de carga em determinados trechos, seja pela presença de solos argilosos muito moles ou, solos orgânicos/depósitos de turfas, ocorrem processos de ruptura, com surgência de grandes fraturas por tração na superfície do terreno, comprometendo o solo de fundação em extensas porções do aterro rodoviário.

Há duas soluções básicas para conduzir esta questão. A primeira com geoforço à base de colunas, que transfere a carga do empreendimento para camadas de solo mais rígidas. No entanto, e o peso do aterro e a cunha de ruptura? A segunda solução é 100% geotécnica, com o geoenrijecimento do solo mole, adequando-se, particularmente, para solos rompidos, pois restabelece os níveis de resistência e rigidez necessários, particularmente na região de ruptura, possibilitando a construção do aterro e do empreendimento.

Exemplo de ruptura em aterro construído sem melhoramento do solo

Em uma duplicação rodoviária, com presença de solo mole, decidiu-se pela cravação de geodrenos e elevação de aterro necessário, com objetivo de melhorar o solo com pré-carregamento. Rupturas manifestaram-se, parcialmente, porém visíveis ao longo de sua crista direita, com profundas e largas fraturas de tração, conforme figura

13. A existência de um gasoduto, passando na borda da área rompida, tornou esta situação com risco muito elevado. Na tabela 1, a seguir, apresentamos as possíveis causas da ruptura. Em decorrência do rompimento do solo, na região de implantação da duplicação da rodovia, reavaliou-se as condições geológica e geotécnica do local, através da seguinte condição do solo, caracterizado pela sondagem típica do local, conforme figura 14 a seguir.



Figura 13 - A elevação do aterro rodoviário, sem qualquer melhoramento do solo mole de fundação, promoveu fraturas ao longo do aterro.

Tabela 1 - Possíveis causas da ruptura

Causas geológicas

- Solo mole pouco resistente
- Presença de talude "submerso"

Causas produzidas

- Acréscimo de tensões devido ao peso do aterro
- Indução de movimentos de ruptura

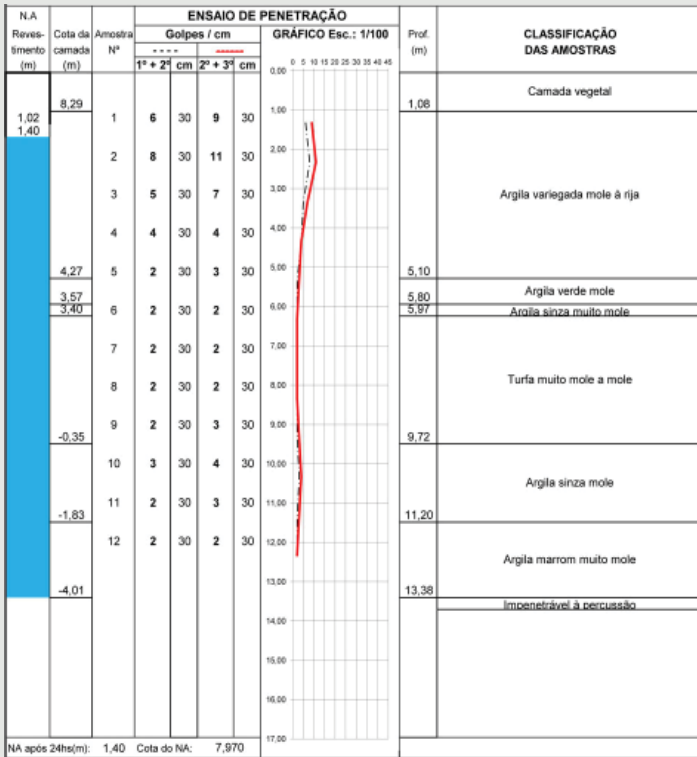


Figura 14 - Sondagem SPT do terreno em questão.

Fica evidente, abaixo do aterro rodoviário, a presença de profunda camada de solo mole argiloso saturado, pouco resistente e altamente compressível, com presença de material orgânico e turfa. O trecho em questão situa-se em região de relevos e encostas naturais. Os sedimentos foram originados por ambiente fluvial, com deposição durante inundações do rio, ou devido à erosão, transportados à jusante durante eventos de chuva intensa. A ausência de lentes de areia compacta no local indica, que ali, o rio não formou meandros, apenas um perfil de solo bastante homogêneo, contendo depósitos de solos moles, típico de planícies de inundação. Este ambiente favoreceu a formação de profundo depósito de solo mole, com argila orgânica arenosa, tendo coloração cinza. A profundidade do solo argiloso é bastante variável, chegando a 16m. A seguir, encontra-se o modelo geotécnico unidimensional adotado no cálculo. A resistência não drenada foi estimada a partir de sondagem específica. Desta forma calculou-se, para a camada mais superficial, uma resistência não drenada da ordem de 13kPa.

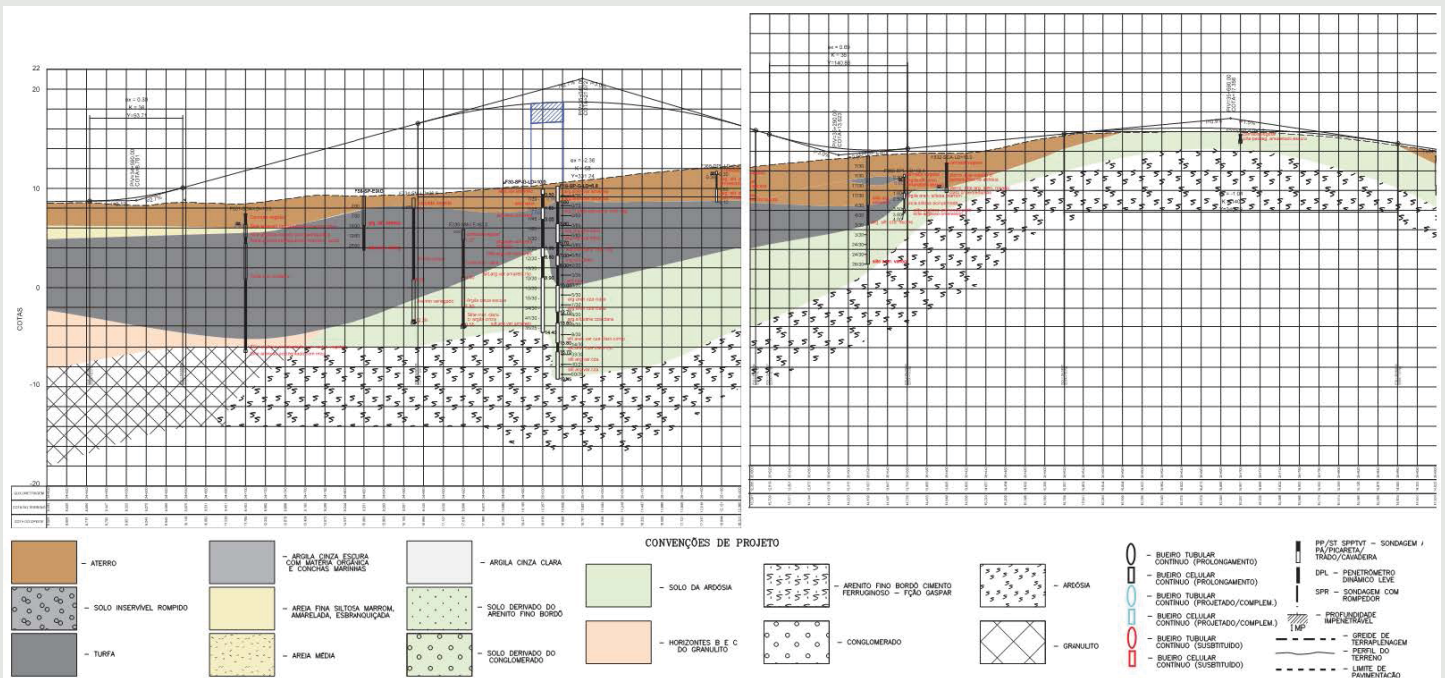


Figura 15 - Perfil longitudinal, geológico/geotécnico.

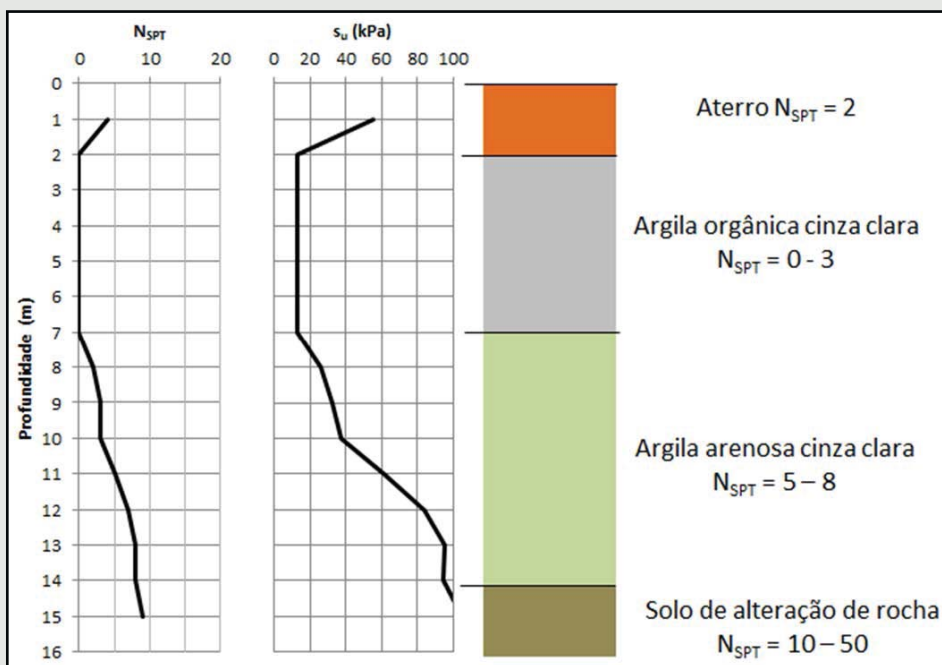


Figura 16 - Modelo geotécnico 1D obtido com a Sondagem SPT específica.

Solução do projeto original

Neste trecho, o aterro de projeto previa em sua base três camadas de geogrelha, conforme apresentado na figura 17. Suas características estão reunidas no quadro à seguir:

Tabela 2 - Características do aterro: seção tipo

H_{at}	H_{ad}	H_{sob}	L_{geod}	S_{geod}
7,00	2,50	2,00	10,00	2,50

H_{at} = altura de projeto, H_{ad} = compensação adensamento, H_{sob} = sobrecarga, L_{geod} = comprimento do geodreno, S_{geod} = espaçamento da malha (triangular).

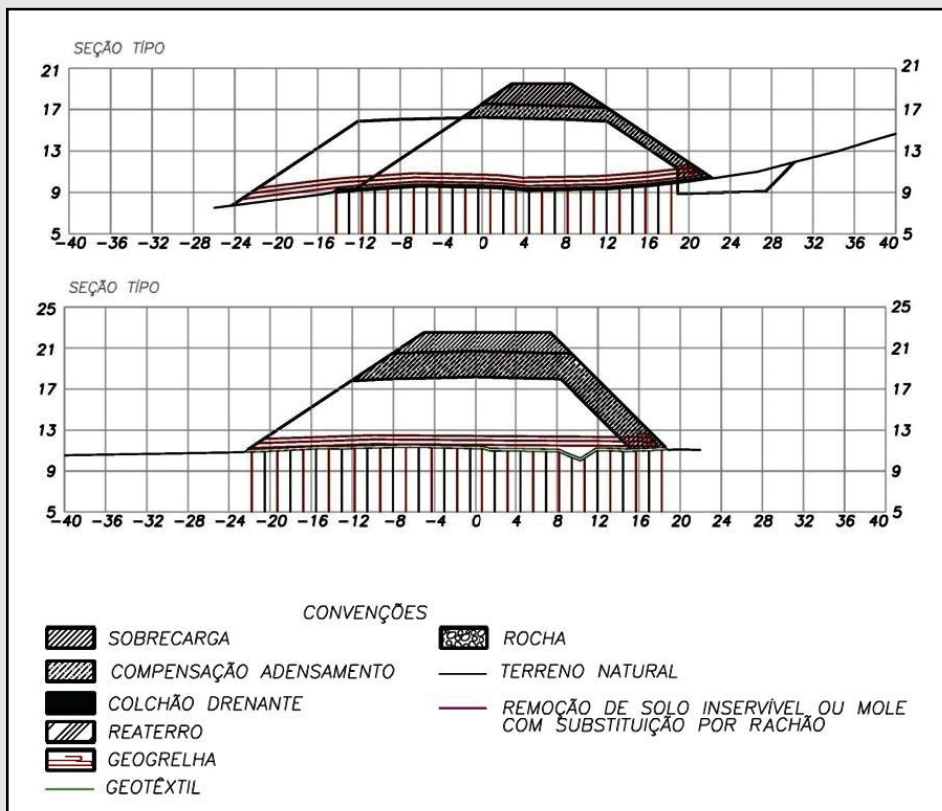


Figura 17 - Características do aterro, no trecho específico.

Baseando-se na teoria de capacidade de carga, calculou-se a altura crítica do aterro:

$$h_c = \frac{5,5 \cdot S_u}{\gamma_{at}} = \frac{5,5 \cdot 13}{20} = 3,6m$$

Apesar das limitações e simplicidade dessa fórmula, é muito útil em uma fase preliminar, pois fornece valor aproximado da altura máxima de aterro, quando o FS é da ordem de 1. O valor obtido, bem abaixo do valor de projeto, mostra que a solução adotada no projeto original não é compatível com as condições de campo necessitando, portanto, de solução geotécnica com geonrijecimento do solo.

Para cálculo rápido do recalque, de aterros construídos sobre solos moles, Barata e Danziger, 1986, sugerem a seguinte relação:

$$\rho = \frac{\gamma_{at} \cdot h_{at}}{E_{oed}} H_0$$

onde o módulo edométrico é estimado a partir da tensão efetiva média

$$E_{oed} = (de \ 6a10) \cdot p'_{med}$$

O nível d'água do solo encontra-se a 1 m da superfície. Desta forma, é possível estimar o recalque por adensamento primário do solo sem nenhuma intervenção específica.

Tabela 3

Camada	Descrição	Espessura (m)	γ_{sat} (kN/m^3)	σ'_{v0} (kPa)	$\Delta\sigma'$ (kPa)	p'_{med} (kPa)	E_{oed} (kPa)	Recalque (m)
1	Argila orgânica	5,0	15,5	42,5	190	137,5	963	0,99
2	Argila arenosa	7,0	17,0	81,5	190	176,5	1765	0,75

O recalque final estimado, sem geoenrijecimento, seria da ordem de 1,75m. O módulo edométrico médio, portanto, 1300 kPa.

Para a pista marginal, estimou-se o recalque considerando-se o aterro com altura de 2,5m, obtendo-se:

Sem qualquer melhoramento do solo, a pista marginal teria um recalque da ordem de 86cm.

Assim, para o necessário melhoramento do solo apresenta-se, a seguir, cálculo e projeto executivo para geoenrijecimento dos depósitos de solo mole, utilizando-se

Tabela 4

Camada	Descrição	Espessura (m)	γ_{sat} (kN/m^3)	σ'_{v0} (kPa)	$\Delta\sigma'$ (kPa)	p'_{med} (kPa)	E_{oed} (kPa)	Recalque (m)
1	Argila orgânica	5,0	15,5	42,5	50	67,5	473	0,53
2	Argila arenosa	7,0	17,0	81,5	50	106,5	1065	0,33

o CPR Grouting, nos trechos aterrados que sofreram ruptura, de modo a viabilizar a continuação da terraplenagem para elevação do aterro e construção da rodovia.

O geoenrijecimento do solo tem como objetivo principal incrementar a resistência/rigidez de depósitos de solos argilosos moles, eliminando-se recalques e impondo estabilidade. O fundamento teórico do geoenrijecimento baseia-se no princípio da compressão radial do solo, utilizando-se expansão de cavidades, em meio drenante artificial previamente imposto, assegurando a dissipação rápida da poropressão.

O processo de formação das verticais de geoenrijecimento é feito de baixo para cima, com bulbos que comprimem radialmente o solo, utilizando-se geogROUT praticamente seco, promovendo rigidez e resistência necessárias. O resultado final é um solo homogeneizado, com características próprias e pré-estabelecidas.

A intervenção consiste, inicialmente, no estudo do solo, com sua interpretação geotécnica, introduzindo-se o geoenrijecimento com modelagem numérica e cálculo.



Figura 18 - Análises pressiométricas aferem a condição do solo antes e após a realização do geoenrijecimento, de modo a certifiá-lo.



Figura 19 - Rupturas ao longo de um trecho de duplicação rodoviária recebem o geoenrijecimento do solo.



Figura 20 - Rupturas ao longo do aterro de ampliação da rodovia. O geoenrijecimento monolitiza toda a massa de solo rompida.



Figura 21 - Serviços finais de terraplenagem após o geoenrijecimento do solo e sua certificação estabelecendo a duplicação da rodovia pós rupturas.

No campo, inicia-se com a cravação preliminar de geodrenos, em malha projetada. Em seguida, também em malha projetada, são executadas verticais, expandindo-se bulbos, a cada metro de profundidade, ao longo de todo o depósito de solo mole, controlando-se os processos de deformação e de tensão impostos. O processo de certificação, com análise pressiométrica e piezométrica, é inerente ao geoenrijecimento.

As verticais, que possibilitarão o geoenrijecimento, são executadas em malha triangular com espaçamento igual ao dobro imposto à drenagem. Desta forma, ter-se-á cerca de 6 geodrenos ao redor de cada vertical de bulbos de compressão radial do solo.

Através da cravação de geodrenos, possibilita-se a dissipação da poropressão dos excessos da poropressão do solo, gerados pela formação dos bulbos de compressão radial, a cada metro de profundidade.

São feitas com formação de bulbos, que comprimem radialmente o solo, utilizando-se geogROUT, a cada metro, em toda a profundidade do depósito de solo mole, induzindo níveis de resistência e rigidez pré-estabelecidos. Cada bulbo formado no solo terá, de acordo com o cálculo previamente executado, atendendo a natureza e a heterogeneidade das camadas de solo, um critério duplo alternativo para sua formação, ou seja, poderá ter uma pressão ou um volume pré-estabelecidos.



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 Engengraut 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 CPR Grouting, utilizada hoje em todo o Brasil. Desenvolvimento de trabalhos de Grouting, com empresas parceiras nos EUA e Alemanha. Mais de um milhão de metros quadrados de verticais de geoenrijecimento executadas em solos moles com CPR Grouting, para a construção de aterros, estradas, portos, ferrovias e armazenagem.
- CHEN WF (1975) Limit analysis and soil plasticity. Elsevier, Amsterdam.
- CORTELLAZZO, G. and COLA, S. (1999). Geotechnical Characteristics of Two Italian Peats Stabilized with Binders. Proceeding of Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization (pp. 93-100). Stockholm: Balkema.
- Damage To Foundations From Expansive Soils. ROGERS, J. David, OLSHANSKY, Robert, and ROGERS, Robert B.

LANÇAMENTO DO LIVRO

MELHORAMENTO DO SOLO MOLE E O GEOENRIJECIMENTO



Adquira seu exemplar através do email ofitexto@ofitexto.com.br
ou pelo site www.lojaofitexto.com.br

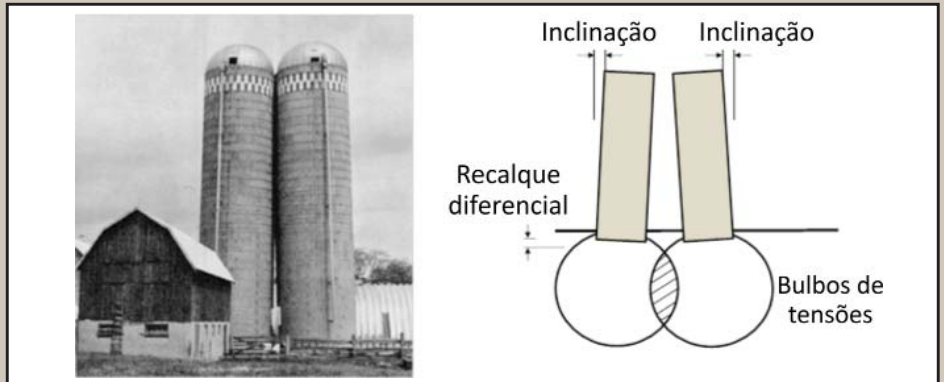
SOLOS COM COMPORTAMENTO DIFERENCIAL INDUZIDO POR CONCENTRAÇÃO DE TENSÕES ABAIXO DA FUNDAÇÃO (1ª PARTE)

Eng Alessandro Cirone

Prever, com exatidão o comportamento de solo é um dos grandes desafios na engenharia geotécnica. Muitas vezes o solo não se comporta conforme previsto. Em alguns casos, deve-se a complexas condicionantes geológico-geotécnicas, em outros, a questões técnicas não consideradas. A sobreposição do bulbo de tensão, é uma delas, efeito bi- ou tridimensional, bem conhecido, que leva a recalques de fundação acima do previsto. Dois casos são apresentados, para mostrar o mecanismo geotécnico responsável e suas consequências no desempenho geral da obra.

Dois carregamentos influenciam-se mutuamente quando colocados próximos um do outro, resultando no efeito de “sobreposição dos bulbos de tensões”. Ao impor duas ou mais cargas, no solo de fundação, muito próximas uma da outra, as tensões geradas somam-se, alargando e agravando a área de influência, além da profundidade atingida pelo carregamento. A figura abaixo apresenta um dos casos mais comentados de silos inclinados, que sofrem o efeito da sobreposição dos bulbos de ten-

sões devido à concentração das tensões verticais na região intermediária. Abaixo da superfície do terreno as tensões verticais interagem, agravando-se para valores elevados, bem superiores aos considerados em fundações isoladas. O resultado é evidente: onde há sobreposição, o solo submete-se a carregamento mais intenso e as fundações acabam recalcando mais, apresentando comportamento diferencial, que gera o desaprumo nos silos, com rotações convergentes.



Silos inclinados motivado por recalques diferenciais, causados pela sobreposição dos respectivos bulbos de tensões (Bozozuk, 1976)

SUBSTITUINDO SOLO?



Existe maneira mais moderna, inteligente e barata para consolidar solos moles em grandes áreas.

GEOENRIJECIMENTO

ENGEGRAUT
40 ANOS

*Soil Repair Solution
for
Making Your
Project a Success*

www.engegraut.com.br
contato@engegraut.com.br
tel: 21 - 3154-3250

Soft Soil
Group

SOFT SOIL GROUP

Rua Correia de Araújo, 131 - Barra da Tijuca
Rio de Janeiro/RJ - Brasil - CEP 22611-070
Tel.: (21) 3154-3250 • Fax: (21) 3154-3259

WEBSITE: <http://www.softsoilgroup.com.br>

E-mail: contato@softsoilgroup.com.br

SOFT SOIL BRAZILIAN REVIEW

Diretor Editorial

ENGº JOAQUIM RODRIGUES

joaquim@softsoilgroup.com.br

Diretor Adjunto

ENGº ALESSANDRO CIRONE

alessandro@softsoilgroup.com.br

Publicidade

PATRICIA TINOCO

patricia@softsoilgroup.com.br

Assinatura, Livros e Vídeos

CLEIDE FERREIRA

cleide@softsoilgroup.com.br

Editor de Arte

CRISTIANDER | ALEX CRISPIM

Reprints Editoriais

MARIANA TATI

mariana@softsoilgroup.com.br

Solicite reimpressões de reportagens

ou artigos publicados

“Soft Soil Brazilian Review” é uma revista digital
com publicação bimestral.



06 de Fevereiro de 2019

**International Conference on
Geotechnics Fundamentals and
Applications in Construction:
New Materials, Structures,
Technologies and Calculations
(GFAC 2019)**

Russia, Saint Petersburg

[https://www.issmge.org/events/
international-conference-on-
geotechnics-fundamentals-and-
applications-in-construction-new-
materials-structures-technologies-
and-calculations-gfac-2019](https://www.issmge.org/events/international-conference-on-geotechnics-fundamentals-and-applications-in-construction-new-materials-structures-technologies-and-calculations-gfac-2019)

21 e 22 de Fevereiro, 2019

**FloripaTun - Seminário
Internacional de Túneis**

Florianópolis, SC

[https://floripatun.tuneis.com.br/
inscricao/floripatun-2018/](https://floripatun.tuneis.com.br/inscricao/floripatun-2018/)

29 e 30 de março de 2019

**Conferência em Tecnologia de
Fundações 2019**

Vitória, Espírito Santo

abms.es@gmail.com

29 e 30 de Maio, 2019

**Conferência em Tecnologia de
Fundações 2019**

Vitória - ES

abms.es@gmail.com

16 e 17 de Maio, 2019

**CBPE 2019 - XI Congresso
Brasileiro de Pontes e Estruturas
São Paulo - SP**

<http://www.abece.com.br/>

14 a 16 de Agosto, 2019

**Regeo 2019 (IX Congresso
Brasileiro de Geotecnia
Ambiental) e o Geossintéticos
2019 (VIII Congresso Brasileiro de
Geossintéticos)**

São Carlos - SP

[http://www.regeossinteticos2019.
com.br/](http://www.regeossinteticos2019.com.br/)

20 a 25 de Setembro, 2019

**ISRM 2019 - International
Congress of Rock Mechanics
Foz do Iguaçu - PR**

[http://www.isrm2019.com/
message.php](http://www.isrm2019.com/message.php)

29 de Setembro e 2 de Outubro de
2019

**3rd International Conference on
Information Technologies in Geo-
Engineering**

Guimarães - Portugal

3rd-icitg2019.civil.uminho.pt

14-18 de outubro de 2019

**XVI Asian Regional Conference on
Soil Mechanics and Geotechnical
Engineering**

Chinese Taipei, Taipei

www.16arc.org

17 a 20 de novembro de 2019

**XVI Congresso Pan-Americano de
Mecânica dos Solos e Engenharia
Geotécnica**

Cancún - México

panamerican2019mexico.com

ESCAVAÇÃO EM SOLOS MOLES

Figura 1 - Cravação de estacas, seguido do Geoenrijecimento do solo mole e, finalmente, a facilidade para escavá-lo.

O estado da arte com referência ao comportamento de escavações em solos moles vem evoluindo positivamente nos últimos anos. Há extensa bibliografia acerca do comportamento do processo de escavação em solos moles e os fatores intervenientes mais importantes. Estes fatores incluem o tipo de solo mole e sua resistência, seja em área escavada como abaixo e, evidentemente, o modo de melhorá-lo para tal. Além destes fatores somam-se a condição do nível d'água do solo e o tempo necessário à escavação. De um modo geral, algumas situações podem ser completamente definidas no projeto específico, outras podem simplesmen-





te acontecer, gerando imprevistos. Neste contexto, Mana (1978) dividiu três gran-

des grupos: os fatores pertinentes ao projeto com conhecimento do projetista, os

fatores parcialmente controláveis e os não controláveis, conforme tabela abaixo.

Fatores que afetam o desempenho de escavações (Mana, 1978)

Parâmetros pertinentes com conhecimento do projetista

1. Tipo de contenção
2. Rigidez do sistema de contenção
3. Altura da ficha
4. Grau de pré-carregamento

Parâmetros parcialmente de conhecimento do projetista

1. Método executivo
2. Tempo de execução
3. Método de construção dentro da área escavada
4. Dimensão das cargas atuantes
5. Condição do tempo

Fatores independentes do projeto

1. Condição do solo mole e suas propriedades
2. Estruturas vizinhas
3. Forma e profundidade da escavação



Figura 3 - Escavação em solos moles, após o geoenrijecimento: grandes profundidades e taludes quase verticais.

A extensão e intensidade da movimentação do solo mole, em torno da escavação, dependerá do método executivo e dos fatores anteriormente mencionados. A melhor forma de escavar solos mole, hoje, é com o geoenrijecimento, na medida em que modificando-se ou melhorando-se seus parâmetros, permite-se escavá-lo. Com o geoenrijecimento do solo mole permite-se simular, com análise numérica, de forma quase exata, o completo processo de escavação. De um modo geral pode-se, também, classificar a escavação de solos mole em temporária ou permanente.

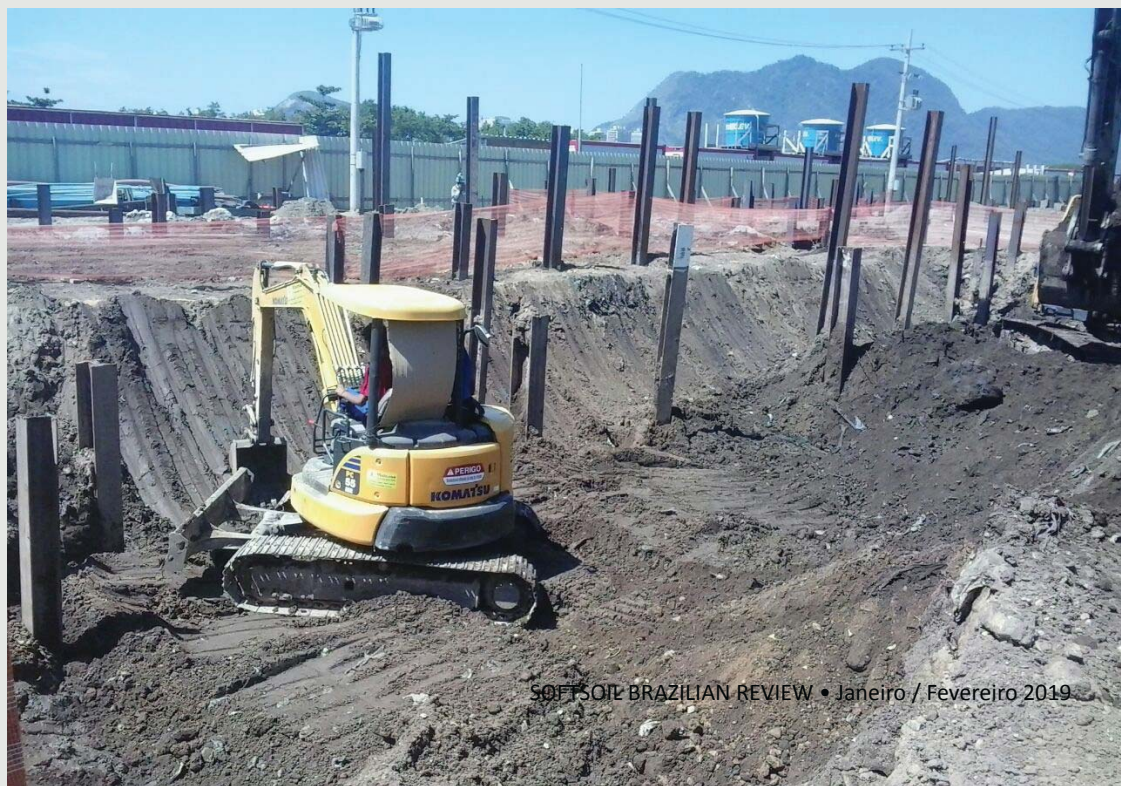




Figura 5 - O melhoramento do solo mole viabiliza sua escavação.

O geoenrijecimento do solo mole para escavação

É quase impossível realizar-se, em solos moles, escavações com paredes taludadas superando a profundidade de 3m. Acima deste valor o risco de ruptura é 100% provável, motivado pela resistência extremamente baixa do solo mole. O nível freático alto também interfere negativamente no resultado final, podendo até inviabilizá-lo. Por isso, hoje, grandes escavações, temporárias ou definitivas, são executadas após o

geoenrijecimento do solo, solução geotécnica para aumentar a segurança e a altura de escavação, além da estabilidade a longo prazo, facilitando e acelerando todo o processo construtivo. Além dos taludes, exige-se também o geoenrijecimento do fundo da escavação, de modo a evitar a ruptura por levantamento causado pelo alívio das tensões verticais. O comportamento hidráulico também é influenciado, positivamente, pelo geoenrijecimento, obtendo-se escavações “secas” sem utilizar-se sistemas de rebaixamento. A interação

entre bulbos, que comprimem radialmente o solo mole, junto com elementos drenantes artificiais previamente cravados, em malha pré-determinada, compactam e confinam o solo mole, eliminando sua compressibilidade, ao mesmo tempo em que conferem altos níveis de resistência. A eficiência do geoenrijecimento independe dos constituintes que compõem a matriz do depósito de solo mole, sendo o geoenrijecimento indicado para depósitos argilosos, siltosos, arenosos e com matéria orgânica ou turfas.



Figura 6 - O geoenrijecimento prévio de depósitos de solos moles permite posterior escavação do terreno...

Estudo de caso

O Contorno de São Roque, acessado pela Rodovia Raposo Tavares, constitui uma alternativa de fácil tráfego em sua região metropolitana, melhorando a fluidez, a segurança viária e a redução do tempo de viagem, para toda a região.

Devido a condicionantes geológicas do local, o projeto original foi alterado de passagem superior para passagem inferior sob a Rua das Papoulas. Sondagens realizadas no local indicavam a presença de argilas orgânicas muito moles com profundidade variável que inviabilizavam a escavação prevista até os 9 m de profundidade.

Analisando-se várias alternativas: a diminuição dos taludes foi impossibilitado devido ao espaço de escavação insuficiente.

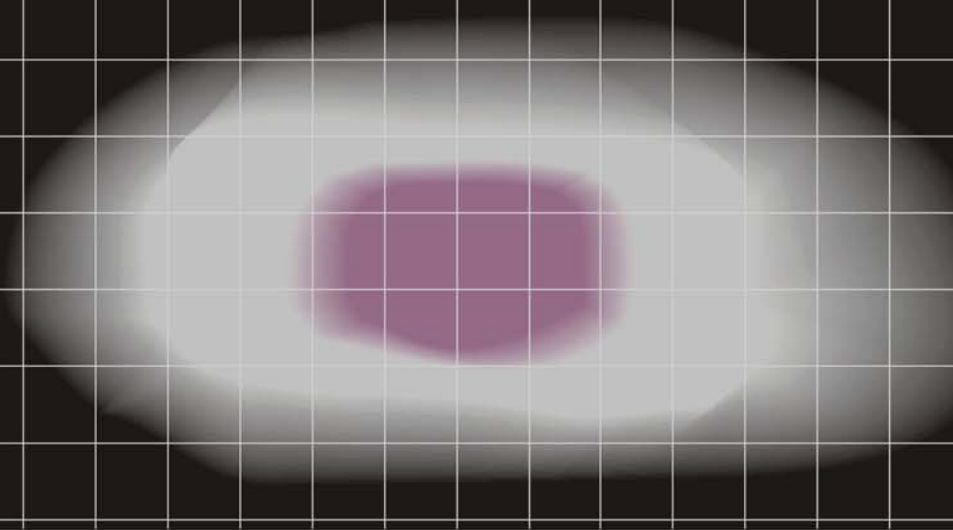


Figura 7 - ...assegurado com análise pressiométrica e tomográfica do solo.



Figura 8 - Escavação em solos moles para obtenção da cota de arrasamento das estacas e construção de subsolo de edificação.

contaminação de solo?



O segredo do tratamento de solos contaminados está na adequação do processo de compressão, confinamento e adensamento do solo, analisado com piezômetros e imagens tomográficas antes e depois.

Confie em quem tem experiência.



www.engegraut.com.br

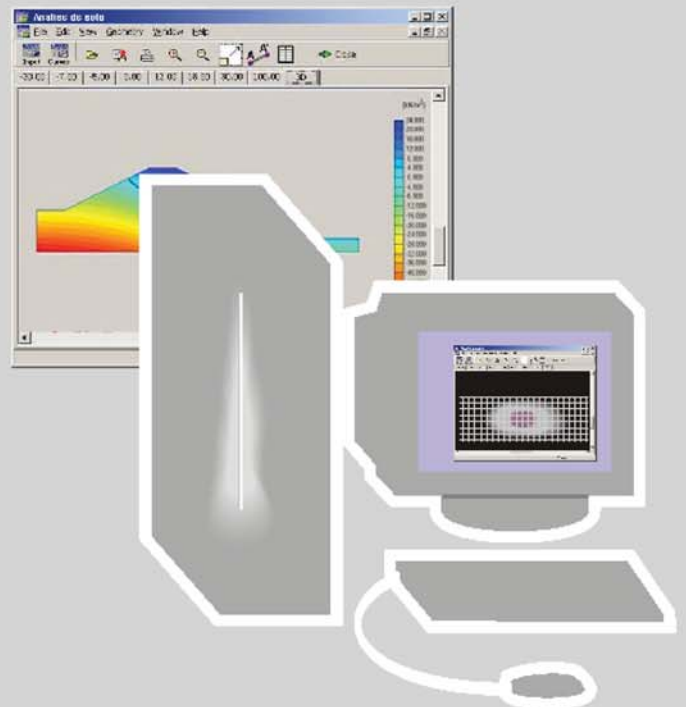




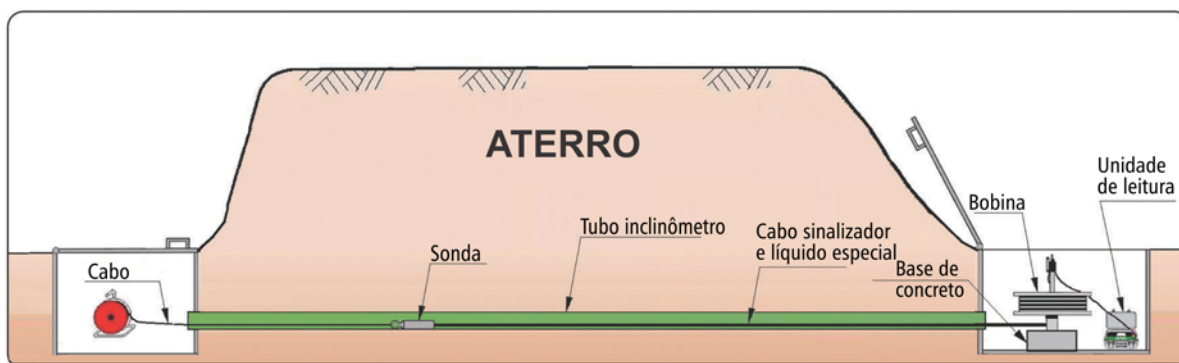
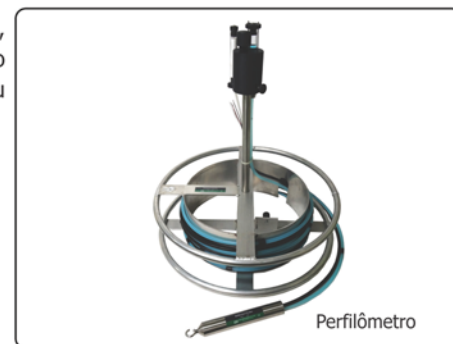
Figura 9 - O Geoenrijecimento de depósitos de solos moles permitiu serviços de escavação profunda necessária a execução de rodovia concessionada e viadutoa para acesso a Raposo Tavares, em São Roque, SP.

Medidor Portátil do Perfil de Recalques (Perfilômetro)

Este equipamento mede, precisamente, recalques e levantamentos através de aterros, estradas, tanques, etc. O perfilômetro tem sonda conectada com cabo sinalizador e tubo genérico com líquido especial. Quando a sonda passa através do tubo inclinométrico ou qualquer tubo de PVC, analisa a pressão existente, calculando-a como deslocamento vertical.

Aplicações:

- Aterros rodoviários e barragens.
- Reservatórios de água.
- Pontes e viadutos.
- Recalque do solo de fundação.



Instalação do Perfilômetro

Para maiores informações, acesse: <http://softsoilgroup.com.br>
ou envie um e-mail para: atendimento@softsoilgroup.com.br

Soft Soil
Group



A implantação de contenções com cortina atirantada foi descartada pelo custo excessivamente elevado.

O georrijecimento do solo foi a solução que ofereceu o melhor desempenho do ponto de vista técnico e econômico, per-

mitindo a escavação sem qualquer contenção, obtendo-se o nível de segurança desejado, atendendo à NBR 11682/2009. O georrijecimento foi, então, executado até 16 m de profundidade, controlando-se, metro a metro, volume e pressão de expansão, aferindo a resistência de todo o solo atravessado, de forma a criar maciça de soloa homogênea e resistente, aptoa a receber a implantação de muro de gravidade do tipo gabião.

A verificação da estabilidade do sistema georrijecido foi avaliada, em fase de projeto, por meio de análise de estabilidade utilizando-se o métodos baseados no equilíbrio limite, assumindo-se parâmetros equivalentes de uma argila dura. Entretanto, durante a escavação, a direção da obra exigiu o controle de estabilidade por meio do método observacional, realizando-se inclinometria e pressiometria. O monitoramento do comportamento da escavação atestou o grau de melhoramento imposto ao solo, atendendo os parâmetros do georrijecimento estabelecidos na fase de projeto.



REFERÊNCIAS

- Roger Rodrigues é engenheiro civil geotécnico, especialista em projetos e serviços de melhoramento de solos moles.

Crie sua própria Planilha de Dimensionamento para Georrijecimento de Solos Moles

Perfil geotécnico	
<input type="radio"/> Tipo S	<input type="radio"/> Tipo P
<input type="radio"/> Tipo P-S	<input type="radio"/> Tipo L
<input type="radio"/> Sem destinação	<input type="radio"/> Parâmetros definidos pelo usuário
<input type="checkbox"/> ARGILA MOLE A MOLE <input type="checkbox"/> AREIA <input type="checkbox"/> ARGILA MOLE A MOLE <input type="checkbox"/> AREIA	<input type="checkbox"/> ARGILA MOLE A MOLE <input type="checkbox"/> AREIA <input type="checkbox"/> ARGILA MOLE A MOLE <input type="checkbox"/> AREIA
Cc = 1,028	
e ₀ = 2	

Módulo de Corte	
1.1. Módulo de corte	1000
1.2. Módulo de corte de projeto	1000
1.3. Módulo de corte de projeto	1000
1.4. Módulo de corte de projeto	1000
1.5. Módulo de corte de projeto	1000
1.6. Módulo de corte de projeto	1000
1.7. Módulo de corte de projeto	1000
1.8. Módulo de corte de projeto	1000
1.9. Módulo de corte de projeto	1000
1.10. Módulo de corte de projeto	1000
1.11. Módulo de corte de projeto	1000
1.12. Módulo de corte de projeto	1000
1.13. Módulo de corte de projeto	1000
1.14. Módulo de corte de projeto	1000
1.15. Módulo de corte de projeto	1000
1.16. Módulo de corte de projeto	1000
1.17. Módulo de corte de projeto	1000
1.18. Módulo de corte de projeto	1000
1.19. Módulo de corte de projeto	1000
1.20. Módulo de corte de projeto	1000



Para maiores informações, acesse: <http://www.engegraut.com.br/georrijecimento>

CONHEÇA SOLOS ORGÂNICOS E TURFAS III

Em solos com presença de matéria orgânica, os ensaios para obtenção dos limites de Atterberg, devem ser realizados em seu estado natural, sem secagem prévia das amostras (Ortigão, 1980). Os limites de liquidez (w_L) e de plasticidade (w_p), obtidos durante a classificação do solo, fornecem o índice de plasticidade

(I_p), sendo todos utilizados para análise do comportamento do solo. O limite de liquidez dependerá do tipo de vegetal presente, seu grau de humificação e, claro, da proporção de solo mineral fino.

A Figura 2 apresenta resultados dos limites de Atterberg (w_L , w_p e I_p), de diversos solos orgânicos e turfosos no Rio de Janeiro,

segundo Baroni, 2016, evidenciando dispersão na camada superficial de argilas com maiores porcentagens de matéria orgânica e valores mais próximos na camada de argila com teor orgânico médio de 10%. Ainda que, segundo Baroni, 2016, o número de ensaios disponíveis para profundidades maiores seja inferior, parece existir



Figura 1 - Terreno na baixada de Jacarepaguá, RJ, com solos moles orgânicos e turfosos pós geoenrijecimento. Observar, ao fundo, o aterro com material arenoso sendo lançado. Em primeiro plano, pequenos montes atestam a posição das verticais com bulbos de compressão radial do solo, além dos geodrenos (pontos brancos).

tendência de redução da faixa de variação dos parâmetros com o aumento da profun-

didade. Este fato é explicado em parte com a diminuição do teor de matéria orgânica

e, consequente, diminuição da umidade à medida que a profundidade aumenta.

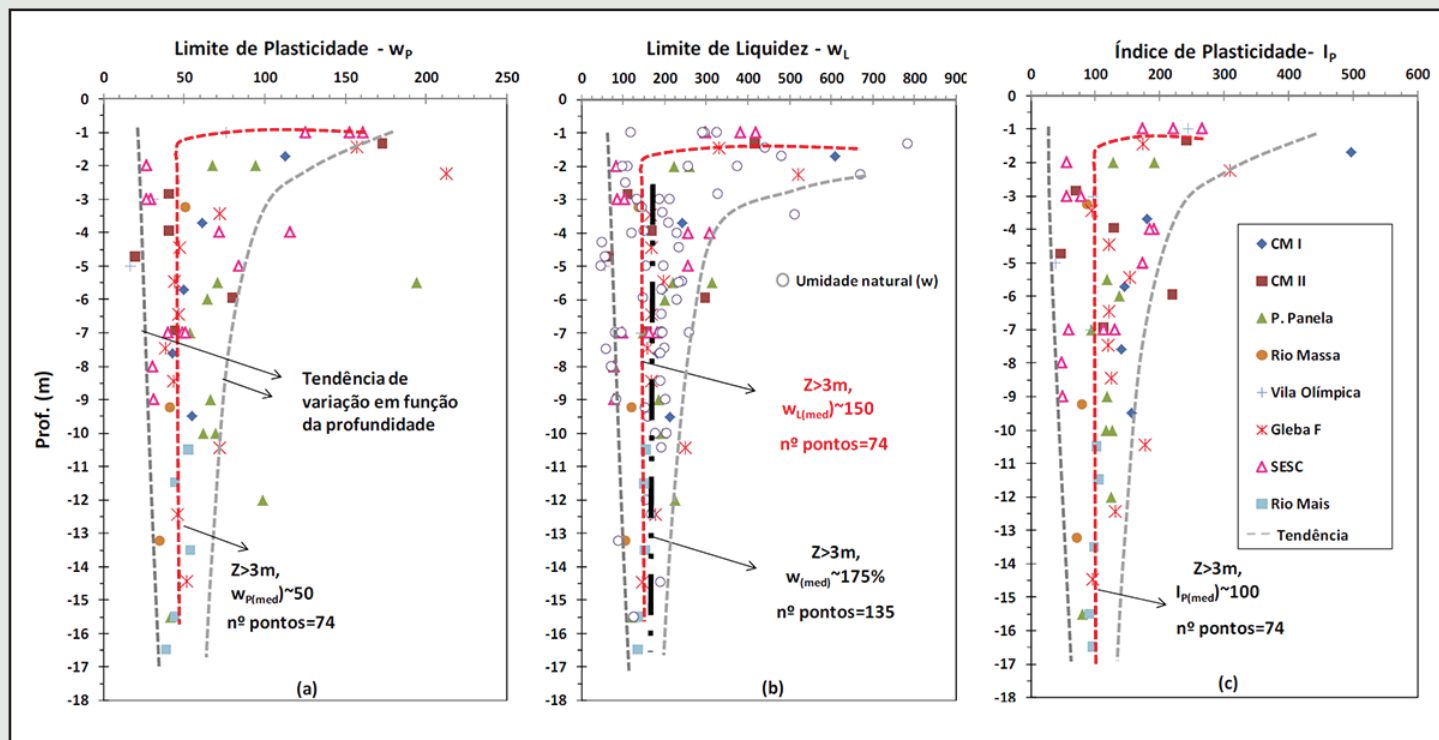


Figura 2 - Limites de Atterberg a)wL, b)wL e c)IP, Baroni, 2016.





Figura 3 - Após a remoção de uma comunidade, iniciar-se-á o geoenrijecimento do solo com objetivo de construção de casas populares na região metropolitana de Recife. Presença de solos orgânicos e turfosos.

Ressalta-se que, em vários depósitos e diferentes profundidades, observou-se pontos com umidade natural muito próximos ou acima do limite de liquidez. A média dos valores de $w_e w_L$, após os três primeiros metros de profundidade, e, respectivamente, de $w=175\%$ e $w_L=150\%$ (ver figura 2b), ou seja, a umidade média do solo é superior ao limite de liquidez médio.

Esse fato, além de previamente indicar que os depósitos da Baixada de Jacarepaguá são normalmente adensados, evidencia a alta plasticidade da argila, justificando as dificuldades encontradas na obtenção de amostra indeformada de adequada qualidade, Baroni, 2016. Valores da umidade, próximos ou superiores ao limite de liquidez, são comumente encontrados ao longo de toda a costa brasileira e já foram rela-

tados em Juturnaíba, por Coutinho (1986), em Santos por Aguiar (2008) e Andrade (2009), em Recife por Bello (2011), em Porto Alegre por Hallal (2003), em Florianópolis por Oliveira (2006), etc.

É observado que a forma de análise, seja por meio da obtenção da média dos valores de w_L a partir dos 3 primeiros metros de profundidade (Figura 2b, $w_{L,med} = 150\%$), ou a realização da média en-



Figura 4 - Nesta região, em Recife, prepara-se o aterro de conquista para início do geoenrijecimento de solos moles orgânicos para posterior construção de casas populares com dois andares.

tre todos os valores encontrados (Figura 5, $w_{Lmed} = 178\%$), não altera a classificação da plasticidade do subsolo local

Tabela 1 - Classificação da plasticidade das argilas de acordo com índice de liquidez (Head, 1986)

Plasticidade	W_L (%)
Baixa	< 35
Média	35 - 50
Alta	50 - 70
Muito alta	70 - 90
Extremamente alta	> 90

como extremamente alta, Baroni, 2016. Os solos orgânicos e turfosos estudados por Baroni, 2016 apresentam índice de plasticidade superior a 80%, com valores de I_p de até 300%, nas camadas de argila com elevados teores de matéria orgâ-

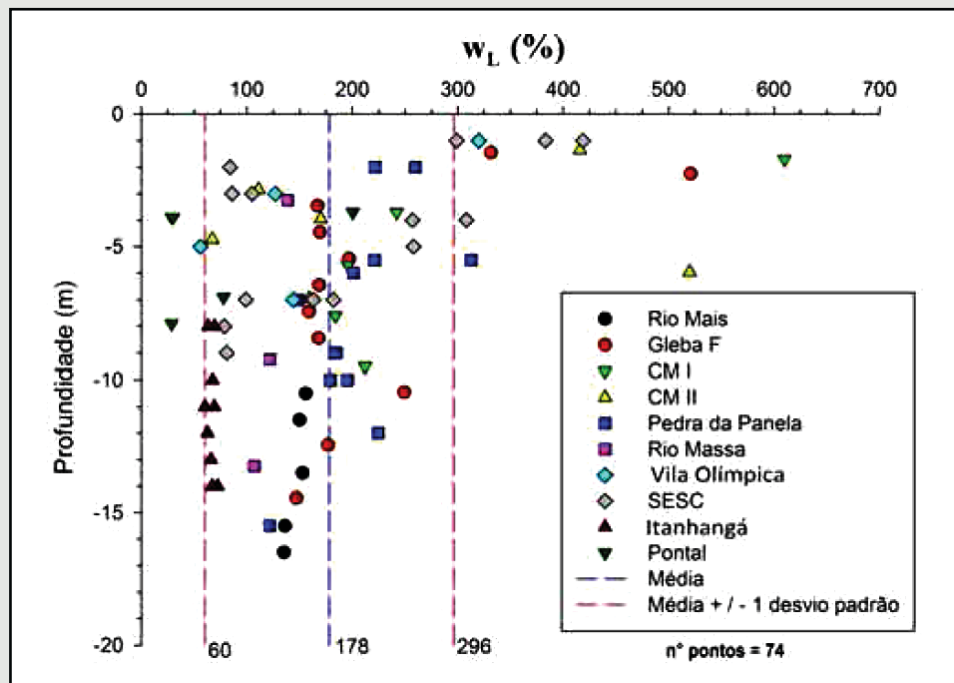


Figura 5 - Limite de liquidez, média ± 1 desvio padrão, Baroni, 2016.

Localização estratégica e eficiência logística geralmente estão localizadas em terrenos ruins.



O CPR Grouting viabiliza.

**Entre em contato, para saber mais detalhes a respeito.
www.engegraut.com.br**



Figura 6 - Após o geoenrijecimento do solo mole, inicia-se a remoção do aterro não compactável para substituí-lo por material padronizado onde serão construídas sapatas do projeto de casas populares.

nica Figura 2c. Contudo, há regiões em que o índice de plasticidade foi da ordem de 39%, sensivelmente mais baixos que

os demais. Na Figura 2c, é apresentado o valor médio de I_p considerando apenas os dados existentes após os 3 primeiros me-

tros de profundidade, sendo obtido o valor médio de I_p próximo a 100%. Por outro lado, a Figura 7 mostra o valor médio de

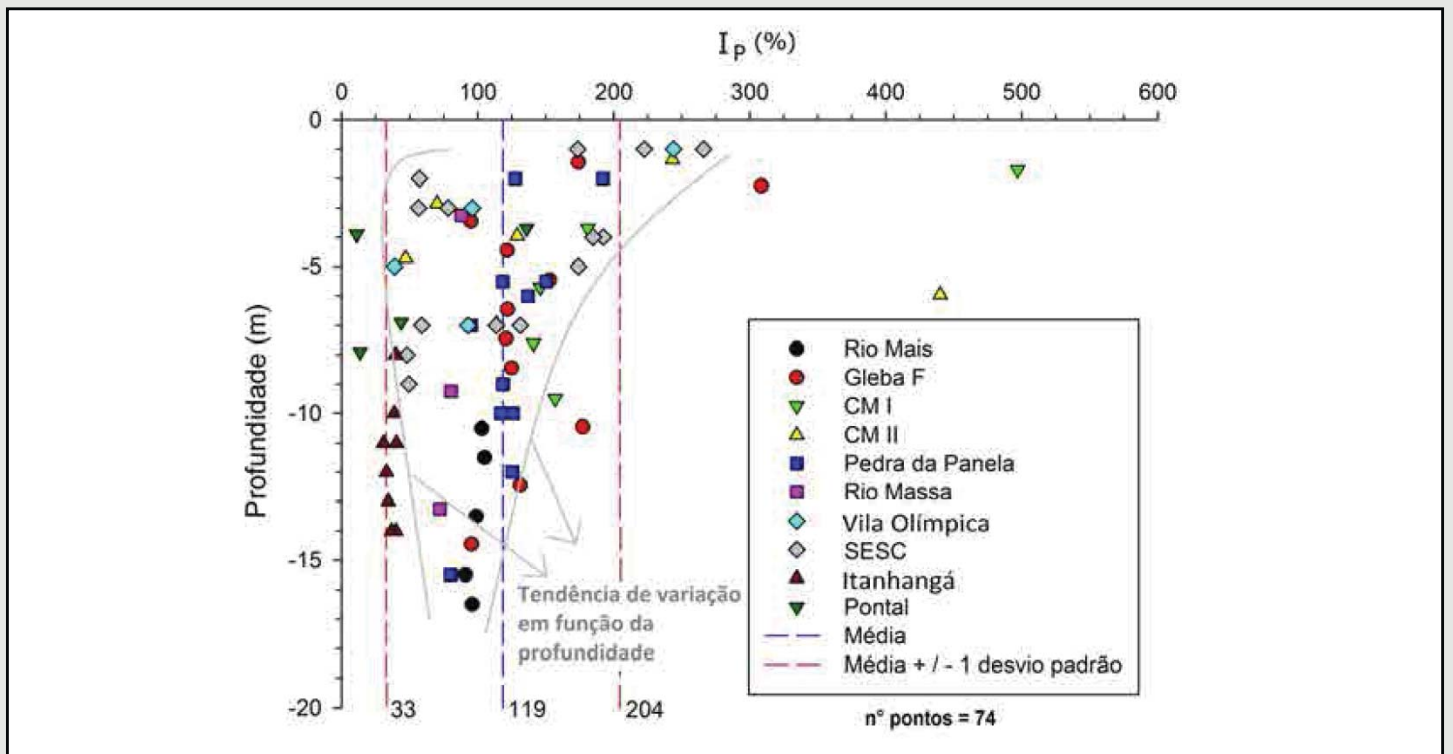


Figura 7 - Índice de Plasticidade, média ± 1 desvio padrão, Baroni, 2016.



Figura 8 - Preparação do terreno, com presença de solos moles, para início do geoenrijecimento.

I_p considerando todos os pontos analisados, em que foi obtido o valor médio de $I_p = 119\%$, sendo $I_p = 33\%$ e $I_p = 204\%$

os valores da média ± 1 desvio padrão. A Tabela 2 apresenta os valores de w_L e I_p compatibilizados com os valores dos

teores orgânicos disponíveis. Com o intuito de verificar a influência do teor de matéria orgânica na posição dos pontos

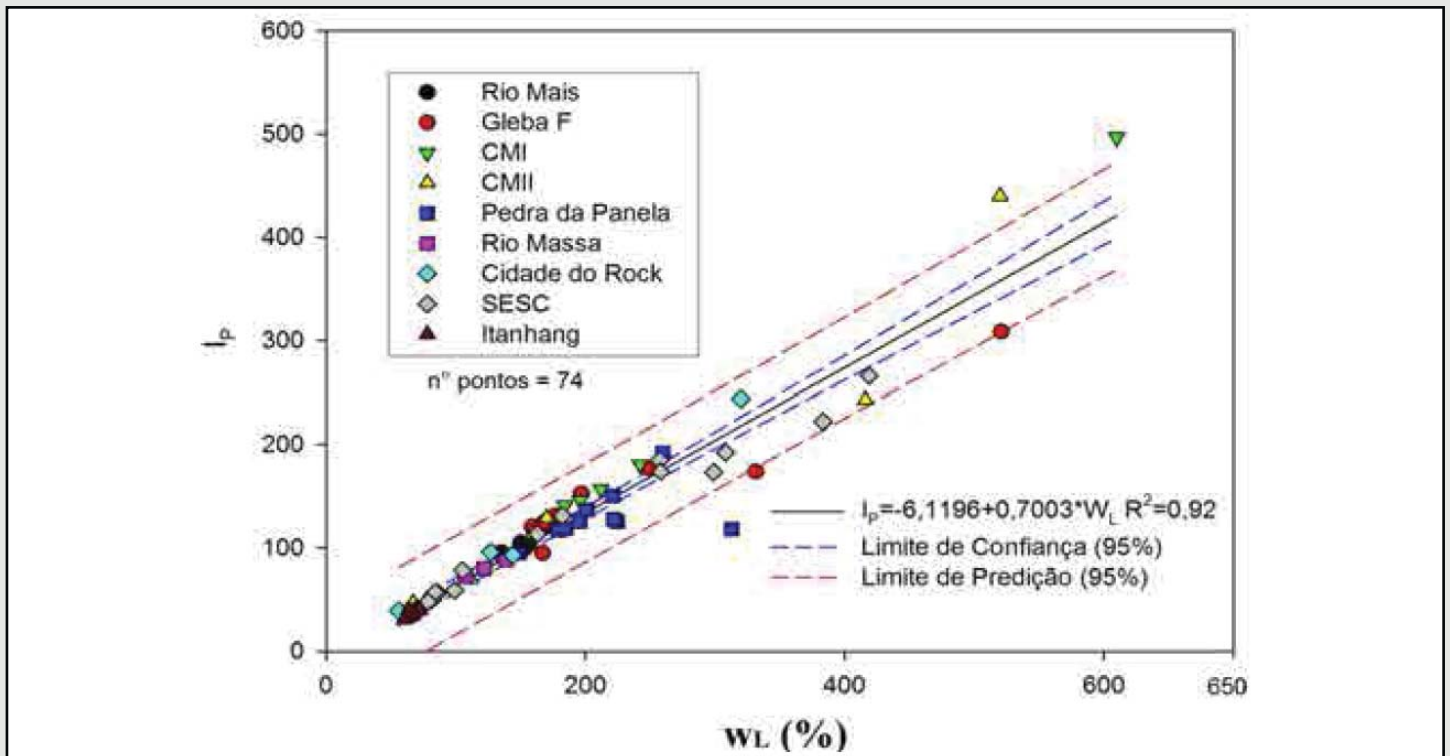


Figura 9 - Gráfico de Plasticidade de Casagrande para a Baixada de Jacarepaguá. Equação de regressão obtida. Baroni, 2016.

(w_L vs. I_p) no gráfico de plasticidade de Casagrande, elaborou-se o gráfico da figura 10, onde é possível visualizar que

os pontos com maiores teores orgânicos estão situados abaixo da “Linha A” e os pontos com menores teores orgânicos

estão localizados acima desta linha. O índice de consistência, $IC = (w_L - w) / I_p$, pode ser utilizado para classificação prévia da consistência das argilas que, na condição mole, média e rija situam-se no estado plástico; as muito moles, no estado líquido e as duras no estado semisólido. Matos Fernandes (2006) sugere a seguinte classificação:

- muito moles $IC < 0$;
- moles $0 < IC < 0,50$;
- médias $0,50 < IC < 0,75$;
- rijas $0,75 < IC < 1,00$;
- duras $IC > 1,00$.

Tabela 2 - Compressibilidade das argilas moles brasileiras. Valores sugeridos por Barata e Danziger (1986).

Gleba F				CMI				SESC			
Prof. (m)	w_L (%)	I_p (%)	TMO (%)	Prof. (m)	w_L (%)	I_p (%)	TMO (%)	Prof. (m)	w_L (%)	I_p (%)	TMO (%)
-1.45	331.5	174.0	59.7*	-1.70	610.0	497.0	51.7*	-1.00	383.3	222.3	17.0
-2.25	521.0	308.7	39.6*	-3.70	242.0	181.0	9.2	-3.00	86.0	56.5	14.5
-3.45	167.0	95.1	19.7*	-5.70	196.0	146.0	7.2	-3.00	105.0	78.2	6.1
-4.45	169.3	121.8	12.5	-7.60	184.0	141.0	9.5	-4.00	308.0	192.3	9.8
-5.45	197.0	152.9	8.7	-9.50	212.0	157.0	15.9	-5.00	258.0	173.9	7.3
-6.45	168.7	122.0	6.4	-	-	-	-	-7.00	163.0	113.6	15.3
-7.45	159.0	120.7	6.2	-	-	-	-	-7.00	99.0	58.8	7.7
-8.45	168.0	124.9	6.7	-	-	-	-	-8.00	78.4	48.0	8.4
-10.45	249.5	177.2	7.0	-	-	-	-	-9.00	80.8	49.3	24.3*
-12.45	177.0	131.3	8.5	-	-	-	-	-	-	-	-
-14.45	147.0	95.6	9.8	-	-	-	-	-	-	-	-

*Amostras com maiores teores de matéria orgânica, plotados com * na Figura 9.

Densidade e peso específico

A densidade ou peso unitário, é sempre um bom parâmetro para qualquer geotécnico, definida como a massa total, M , sobre o volume total, V :

$$\gamma = \frac{M}{V}$$

O peso unitário, γ , é o peso total, M , sobre o volume total, V . Peso (frequentemente expresso em kN) é igual a massa, em kg, vezes a aceleração da gravidade, g ($g = 9,81 \text{ms}^{-2}$).

O peso unitário de um solo orgânico/turfoso é baixo, ao mesmo tempo variável e inconstante, quando comparado ao solo natural, relacionando-se com o conteúdo mineral, o teor de umidade e o grau de saturação. Seu valor médio é, tipicamente, pouco superior ao da água. Solos turfosos amorfos costumam apresentar densidade maior que os fibrosos. A Tabela 3 apresentada na próxima página, disponibiliza pesos unitários típicos.

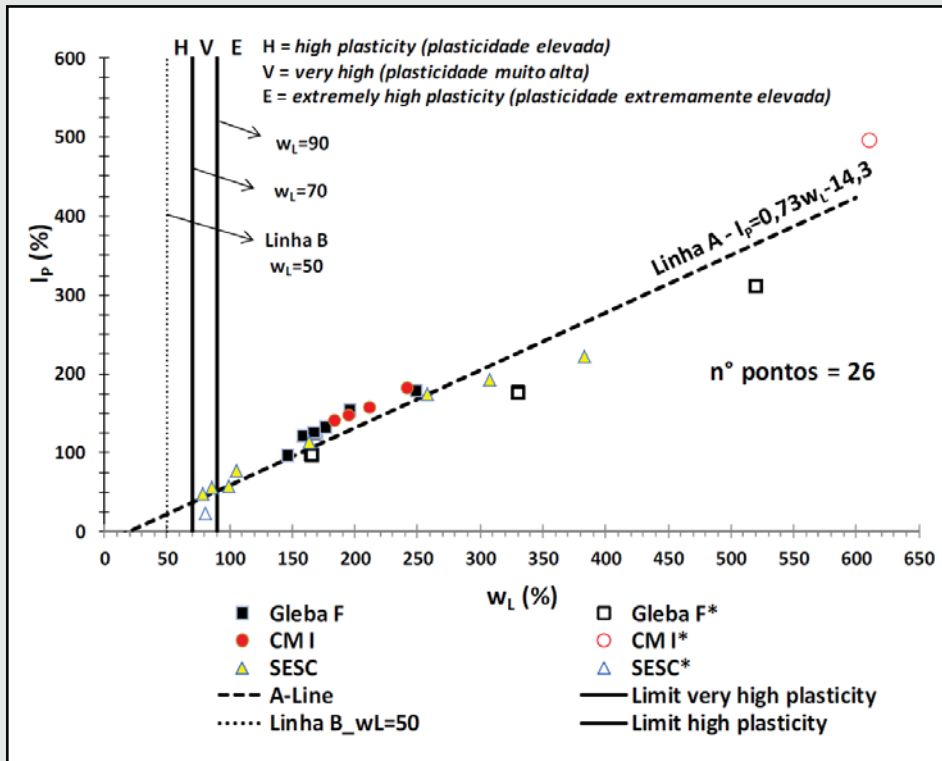


Figura 10 - Gráfico de Plasticidade Casagrande. Influência do teor de matéria orgânica. Baroni, 2016.

AMOSTRADOR PARA SOLOS TURFOSOS



Este é um dos kits para amostragem de solos turfosos.

Para maiores informações, acesse: <http://softsoilgroup.com.br> ou envie um e-mail para: atendimento@softsoilgroup.com.br

Soft Soil Group

Tabela 3 - Peso unitário típico de vários solos

Tipo de solo	$\gamma(kNm^{-3})$ (acima do nível freático)	$\gamma(kNm^{-3})$ (abaixo do nível freático)
Solos minerais		
Solos arenosos grossos	15,0 - 21,0	19,0 - 23,0
Areias	12,5 - 21,0	17,5 - 22,0
Areias siltsas	13,5 - 20,5	17,5 - 21,0
Areias argilosas	11,5 - 17,5	11,5 - 20,5
Siltos	12,5 - 17,5	11,0 - 19,5
Argilas	-	9,5 - 10,5
Solos orgânicos		
Solo turfoso	-	8,5 - 11,0
Argila turfosa	-	8,7 - 10,4
Solo turfoso fibroso	-	10,5 - 11,1

A densidade dos solos orgânicos decresce com o aumento do teor de matéria orgânica, variando entre a densidade do mineral (da ordem de 2,7) e a densidade da matéria orgânica, que é da ordem de 1,4 (Coutinho, 1986). A tendência de diminuição da densidade (média) dos grãos

em função do aumento do teor de matéria orgânica é apresentada na Figura 11. A equação empírica ($R^2 = 0,77$) obtida para a região em estudo é, segundo Baroni, 2016:

$$G_s = -0,018 \cdot TMO + 2,63$$

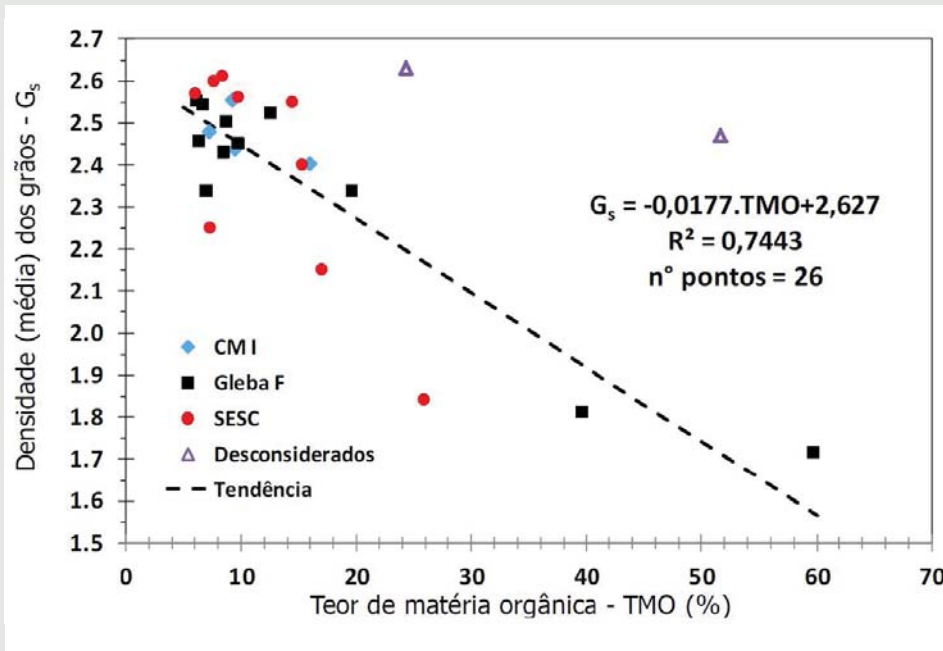


Figura 11 - Densidade (média) dos grãos vs. teor de matéria orgânica. Baroni, 2016.

A densidade seca, ρ_d (peso unitário seco, γ_d), é a relação entre a massa M_s (peso da partícula sólida) e o seu volume total, V :

$$\rho_d = \frac{M_s}{V}$$

A densidade seca da turfa, usualmente $1,4kN/m^3$, podendo apresentar valores inferiores a $0,7kN/m^3$, é sua principal propriedade geotécnica pois influencia diretamente no seu comportamento sob compressão.

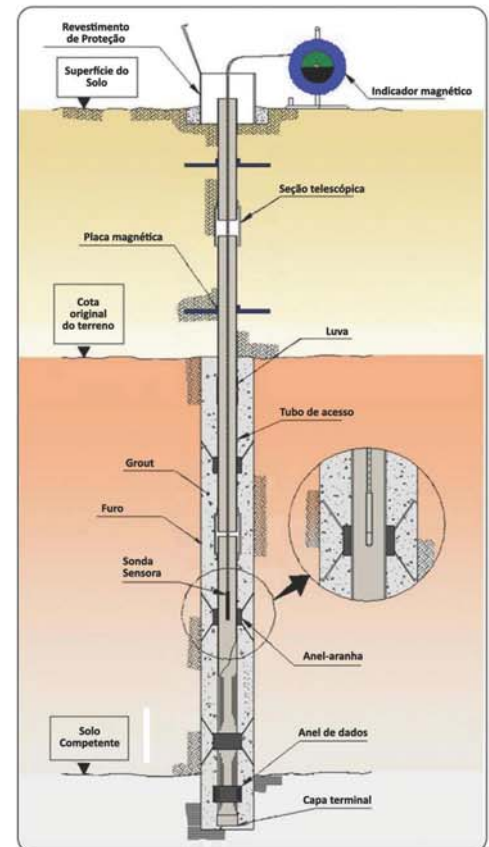
Correlações entre parâmetros indicadores

Na geotecnia, correlações entre parâmetros indicadores são sempre úteis. Hobbs, 1986, e Edil, 2003 também sugerem que é extremamente conveniente correlacionar as propriedades geotécnicas básicas de solos orgânico/turfosos em relação aos parâmetros indicadores, como o teor de umidade, teor orgânico e limites de Atterberg.



Descrição

Aranhas magnéticas consistem de anéis sensoriais, indicadores magnéticos, tubo de acesso incluindo anel de placa e anel aranha. De acordo com o tamanho da medição, o indicador magnético é dividido em 6 tipos com 50m, 100m, 200m, 300m, 350m e 500m.



Teor de umidade e teor orgânico

Na figura 12 está uma correlação do teor de umidade com o teor orgânico de solos orgânicos e turfosos.

O teor de umidade natural dos solos varia de 200 a 700%, com teor orgânico variando de 50 a 95%. O teor orgânico de solos turfosos aumenta com o aumento do teor de umidade natural. A figura 12 evidencia um gráfico do teor de umidade versus perda pela queima ao forno (de O'Loughlin e Lehane, 2003), para solos orgânicos e turfosos.

O gráfico mostra que é uma relação linear, mas apenas até a perda ao forno chegar a $N = 80\%$. Para solos com alto teor orgânico, ocorre uma grande dispersão entre a perda ao forno (N) e o teor de umidade (W_0), fato atribuído ao grau de humificação da matéria orgânica.

Teor de umidade e limite de liquidez

A Figura 15, apresenta gráficos do teor de umidade versus limite de liquidez. O limite de liquidez de solos orgânicos e turfosos aumenta com o crescimento do teor de umidade. Para solos orgânicos/turfosos da Barra da Tijuca, no Rio de Janeiro, o limite de liquidez varia de 23 a 636%, ao passo que em outras regiões do Rio de Janeiro varia de 38 a 175%.

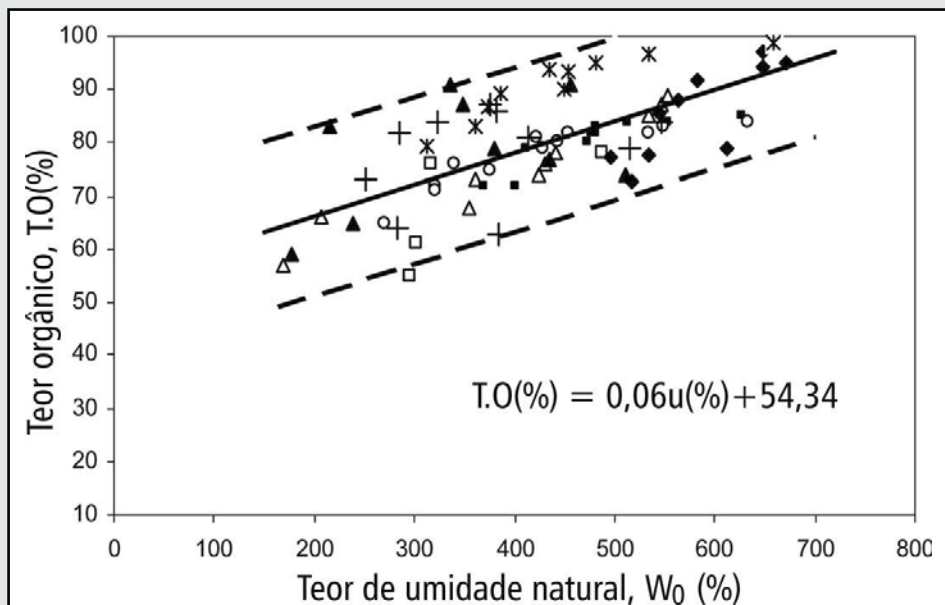


Figura 12 - Teor de umidade versus teor orgânico (após Kazemian et al., 2009).

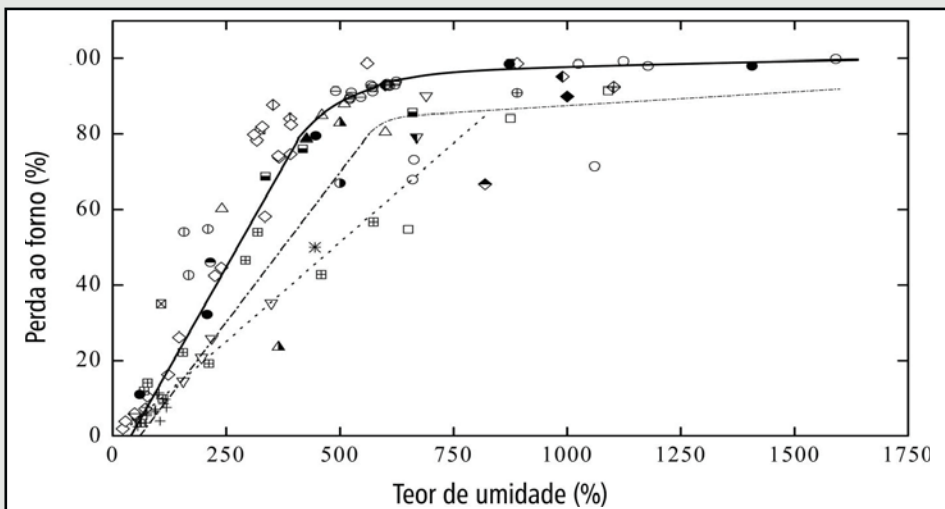


Figura 13 - Correlação entre teor de umidade e perda ao forno (após O'Loughlin e Lehane, 2003).



Figura 14 - Após o melhoramento do solo, está se removendo parte do aterro (resto da construção), para substituição por material compactável, de modo a receber elementos de fundação direta.

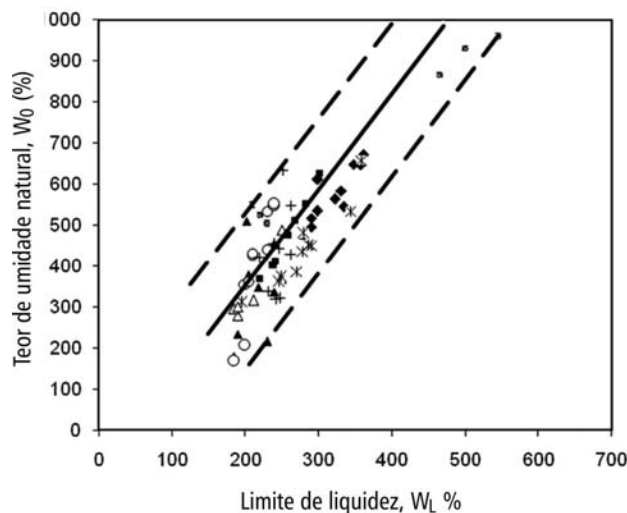


Figura 15 - Teor de umidade natural versus limite de liquidez (após Kazemian et al., 2009).

Teor orgânico e limite de liquidez

A Figura 16, a seguir, apresenta a correlação do teor orgânico com o limite de liquidez. Em geral, o limite de liquidez de solos orgânicos/turfosos aumenta com o aumento do teor orgânico. Skempton e Petley, 1970, apresentam a equação, abaixo, que relaciona o limite de liquidez com a perda ao forno para solos

orgânicos e turfosos:

$$w_L = 0,5 + 5,0N$$

Onde w_L é o limite de liquidez e N é a perda ao forno, ambas expressas como uma relação. Esta equação, contudo, não parece ser verdadeira para o caso de solos orgânicos/turfosos tropicais.

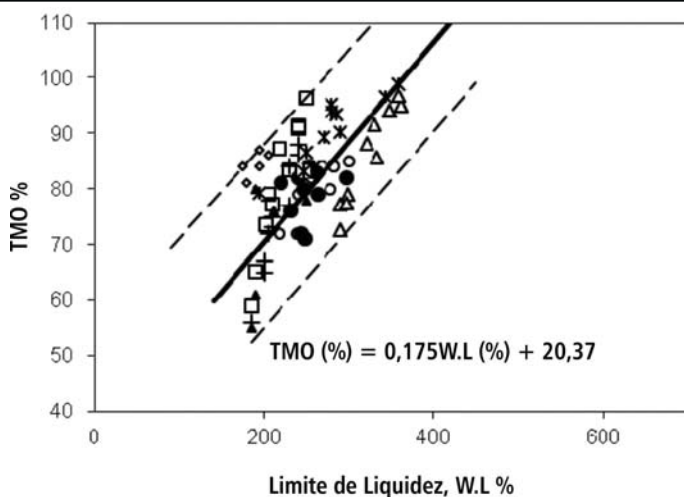


Figura 16 - Teor orgânico versus limite de liquidez (após Kazemian et al., 2009).

Teor de umidade e densidade seca

A figura 17, a seguir, apresenta a correlação da densidade seca (ρ_d) com o teor de umidade (w_0). A melhor aproximação é dada pela equação:

$$\rho_d = 0,872 \cdot (w + 0,317)^{0,982}$$

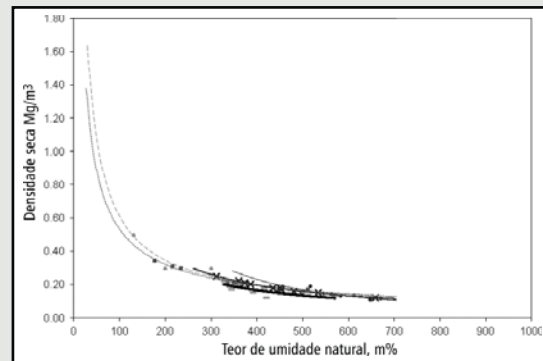


Figura 17 - Teor de umidade natural versus densidade seca (após Al-Raziqi et al., 2003).

Pelos gráficos, fica claro que as densidades do solo orgânico/turfoso são significativamente menores se comparadas ao solo mineral, pelo fato da presença da matéria orgânica.



REFERÊNCIAS

- **Thomas Kim** é engenheiro civil e trabalha com melhoramento de solos moles.
- CASAGRANDE, A. and Fadum, R. E. (1940). Notes on Soil Testing for Engineering Purposes. Publication 268, Graduate School of Engineering, Harvard University, Cambridge, MA.
- COUTINHO, R. Q. Aterro experimental instrumentado levado à ruptura sobre solos orgânicos de Juturnaíba. 1986. 632 f. Tese (Doutorado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1986.
- DHOWIAN, AW & EDIL, Tuncer. (1980). Consolidation Behavior of Peats. Geotechnical Testing Journal - GEOTECH TESTING J. 3. 10.1520/GTJ10881J.
- EDIL, Tuncer & DHOWIAN, A.W.. (1981). At-rest lateral pressure of peat soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE. 107. 201-217.
- EDIL TB (2003). Recent advances in geotechnical characterization and construction over peats and organic soils. Proceedings of the 2nd International Conferences in Soft Soil Engineering and Technology, Putrajaya (Malaysia), pp. 3-26.



Laboratório Credenciado pelo INMETRO

Tel.: 11 3611-0833

www.falcaobauer.com.br

bauer@falcaobauer.com.br

- Inspeções, recuperação e reforço estrutural convencional e com fibra de carbono.
- Gerenciamento e fiscalização de obras.
- Provas de carga e controle de recalque.
- Controle global da qualidade na construção civil, controle tecnológico de concreto, solos, pavimentação e estruturas metálicas.
- Análises químicas, físicas e metalográficas.
- Meio ambiente.

DIMENSIONANDO O MELHORAMENTO DO SOLO MOLE COM GEOENRIJECIMENTO II

Figura 1 - Processo de melhoramento do solo mole, com Geoenrijecimento na orla da Lagoa Rodrigo de Freitas, R.J. A presença de solos ultra moles com total ausência de resistência foi um desafio vencido.

O aumento da resistência não drenada, cujo valor pode ser estimado pela teoria do estado crítico (Wood, 1990), é consequência direta da diminuição do índice de vazios. Distinguindo-se a resistência não drenada, correspondente ao solo mole na condição original (identificando-se como su_0), e a resistência referente ao solo pósgeoenrijecimento (identificando-se como su), o incremento da resistência não drenada média, dado pela razão su/su_0 , pode ser calculado pela seguinte expressão (Cirone, 2016b):

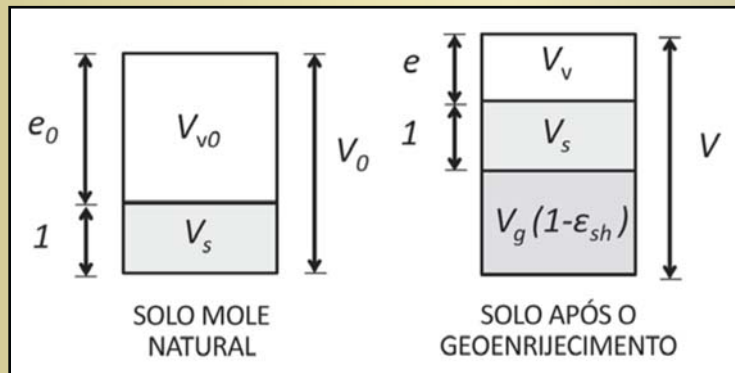
$$\frac{su}{su_0} = \exp \left\{ 2,3\lambda_c R_S \frac{1 + e_0}{C_c} \right\}$$

A expressão relaciona a resistência não drenada diretamente com a deformação volumétrica e as características de compressibilidade do solo mole.

No entanto, a qualidade e a certificação final do solo geoenrijecido não pode ser avaliado, apenas, com a contribuição da fase “solo”, mas sim com a interação “solo-bulbos”, ou seja, considerando-se o estado homogeneizado pós-geoenrijecimento. Este aspecto é extremamente importante e será tratado mais adiante, com foco em análise da estabilidade e, também, com capítulo específico.

Demonstração 1

A figura, a seguir, apresenta elemento de solo mole antes e após o geoenrijecimento:



O solo mole, na condição natural, possui volume $V_0 = V_s + V_{v0}$, onde V_s é o volume de sólidos, V_{v0} é o volume inicial (natural) dos vazios, sendo $e_0 = V_{v0}/V_s$ o índice de vazios inicial. O volume de cada bulbo de compressão do solo é pré-determinado e seu valor é $V_g = R_S V_o$.

O processo de expansão de cavidades, pela formação dos bulbos de compressão radial do solo, induz enormes deformações e, como resultado, ocorre variação de volume no elemento, agora composto por dois materiais: o solo ($V_s + V_v$) e o geogrot $V_g(1 - \epsilon_{sh})$, onde ϵ_{sh} é a deformação volumétrica do geogrot que sofreu leve retração. O índice de vazios do solo, após o geoenrijecimento, é dado por $e = V_v/V_s$.

Assumindo que sólidos são incompressíveis, a deformação volumétrica imposta ao solo será:

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

Dividindo-se e multiplicando-se a relação por V_g obtém-se:

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

onde $\lambda_c = \gamma V_v/V_g$ é o fator de redução de volume, devido ao geoenrijecimento imposto. Uma demonstração mais rigorosa (e detalhada) da equação 5.3 pode ser encontrada em Cirone (2016a).



Demonstração 2

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

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

Significa dizer que deseja-se um solo, pós-geonrijecimento, que seja 2,42 vezes mais resistente que o solo natural,

sem considerar a parcela de resistência atribuída aos bulbos de geogROUT.

Aumento da rigidez

Em geral, a rigidez de um solo aumenta com a imposição de tensões confinantes (confinamento). Expressando-se a rigidez de um solo mediante a relação de Janbu (1963)

$$E_s = E_0 \left(\frac{p'}{p'_0} \right)^n$$

Onde E_0 é o módulo do solo natural, E_s o módulo do solo após o geonrijecimento, p'_0 e p'_0 são as tensões confinantes antes e após o melhoramento do solo, respectivamente. O expoente n varia entre 0 e 1, para maioria dos solos, e pode ser determinado com ensaios triaxiais convencionais.

A lei de endurecimento de um solo mole pode ser obtida, experimentalmente, sendo dada pela relação:

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

onde:

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

que depende da razão de compressão, $CR = C_c / (1 + e_0)$, e é obtida para tensões acima da pressão de pré-adensamento, conforme mostrado na figura 2.

Com análise estatística baseada na literatura científica nacional, Barata e Danziger, (1986), concluíram que argilas moles, da costa brasileira, apresentam compressibilidades similares entre si dependendo, principalmente, da posição da camada argilosa

Como alternativa, é possível relacionar o ganho de rigidez à deformação volumétrica, a partir de ensaios de adensamento.

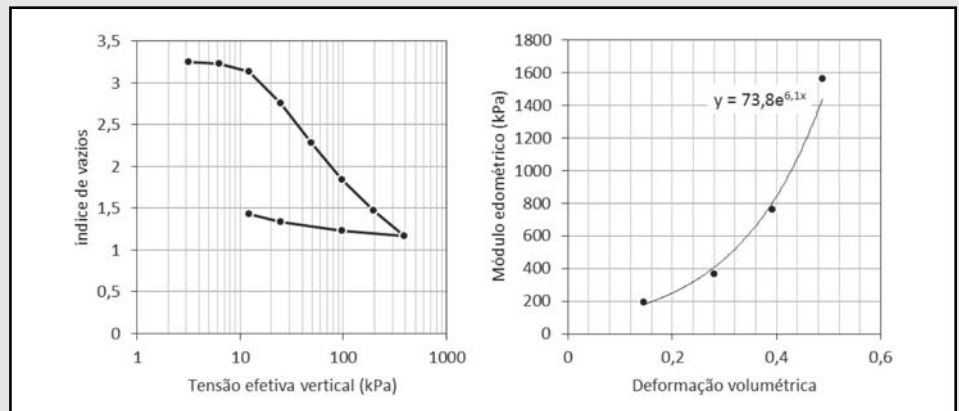


Figura 2 - Geonrijecimento, em função da deformação volumétrica, no ensaio de adensamento.

e da pressão efetiva média (entre o estágio inicial e final de um dado carregamento). Segundo estes pesquisadores, nos solos argilosos das baixadas litorâneas brasileiras, o parâmetro b varia tipicamente entre 6 e 10, para uma faixa de pressões inferior a 2 kg/cm^2 . Em função do tipo de perfil geotécnico (figura 3), sugeriram os valores de b , apresentados na tabela 2, a seguir.

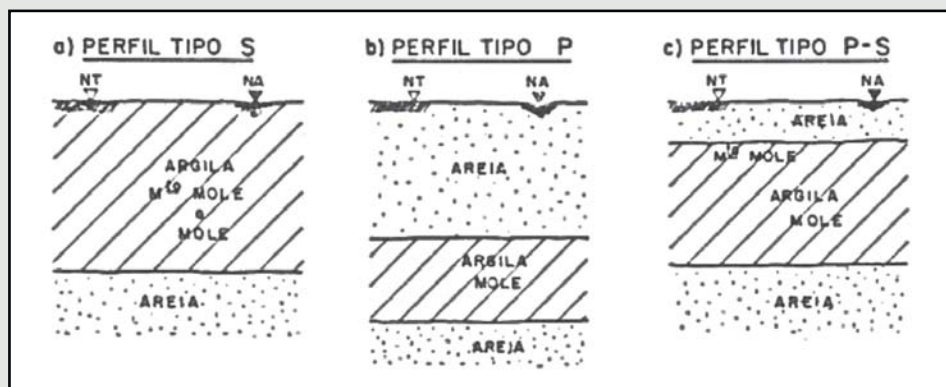


Figura 3 - Perfis geotécnicos de sedimentos quaternários da costa brasileira, contendo camada mole em diferentes posições, segundo classificação de Barata e Danziger (1986).

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

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



Figura 4 - A presença de 12m de aterros a base de rachão lançados durante os últimos 60 anos nesta região da orla da Lagoa Rodrigo de Freitas foi barreira difícil para acessar os depósitos de solo mole com quase 30m de profundidade.

POR QUE VOCÊ DEVE SE INTERESSAR POR NOSSOS WEBINARS GEOTÉCNICOS?

Construção

Apresenta detalhes executivos.

Conhecimento

Profissionais passam dicas valiosas.

Desenvolvimento

Acesso a cursos, workshops, conferências e artigos.

Atualização

A informação tecnicamente mais atualizada.



Para maiores informações, acesse: <http://www.softsoilgroup.com.br/webinar>
ou envie um e-mail para: atendimento@softsoilgroup.com.br



Demonstração 3

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

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

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

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

onde:

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

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

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

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

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

ou seja:

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

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

Estado de tensões no solo pós-geoenrijecimento

Devido à complexidade do processo de geoenrijecimento do solo, a previsão do seu estado de tensões, é conduzida de forma simplificada, utilizando-se o modelo Cam Clay Modificado. Algumas hipóteses tornam-se necessárias, com objetivo de desenvolver a solução analítica. São elas:

1. As tensões verticais não variam muito, em consequência do geoenrijecimento. Por isso, considera-se constante, isto é, $\sigma'_v \approx const.$
2. Considera-se a deformação volumétrica, imposta pelo geoenrijecimento.
3. O efeito do confinamento lateral é representado pelo aumento do coeficiente de empuxo lateral $k = \sigma'_h / \sigma'_v$.

Portanto, utiliza-se a função escoamento plástico do modelo Cam Clay Modificado, expresso em termos das invariantes p_0 , q , tendo como parâmetro de endurecimento a deformação volumétrica plástica ε_v :

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

Onde λ e κ são determinados a partir de ensaios de adensamento ($\lambda = C_c/2,3$ e $\kappa = C_c/2,3$), $M = 6 \text{sen}\theta / (3 - \text{sen}\theta)$ é a inclinação da linha do estado crítico, $p' = \sigma'_v (1+2K)/3$ e $q = \sigma'_v (1-K)$ são as invariantes da tensão e e_0 é o índice de vazios. Obviamente, tem-se $p'_0 = \sigma'_v (1+2K_0)/3$.



Figura 5 - Grandes áreas, com solos ultra moles, entorno da Lagoa Rodrigo de Freitas sendo geoenrijecidas.

O ábaco, na figura 6, foi idealizado a partir da equação anterior ($\lambda_c R_p$), onde apresenta-se o aumento do confinamento lateral, com a variação da razão de compressão $CR=C_c/(1+e_0)$, em função da deformação volumétrica imposta. Observa-se que, quanto mais compressível for o solo, maior deverá ser a deformação volumétrica plástica, necessária para atingir um dado confinamento lateral. É importante verificar, sempre, a condição $K < K_p$, pois coeficientes de empuxo maiores que o empuxo passivo são fisicamente impossíveis. Neste caso, tomar $K=K_p$.

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

$$\frac{p'}{p'_0} = \frac{1 + 2K}{1 + 2k_0}$$

Teoria da homogeneização

O comportamento do solo mole, após o geoenrijecimento apresenta novos parâmetros geotécnicos. Isto se deve aos seguintes motivos: (1) o adensamento, induzido pelo processo sequencial de expansão de cavidades, promove ganho de rigidez no solo, modificando seu estado de tensões e suas características de

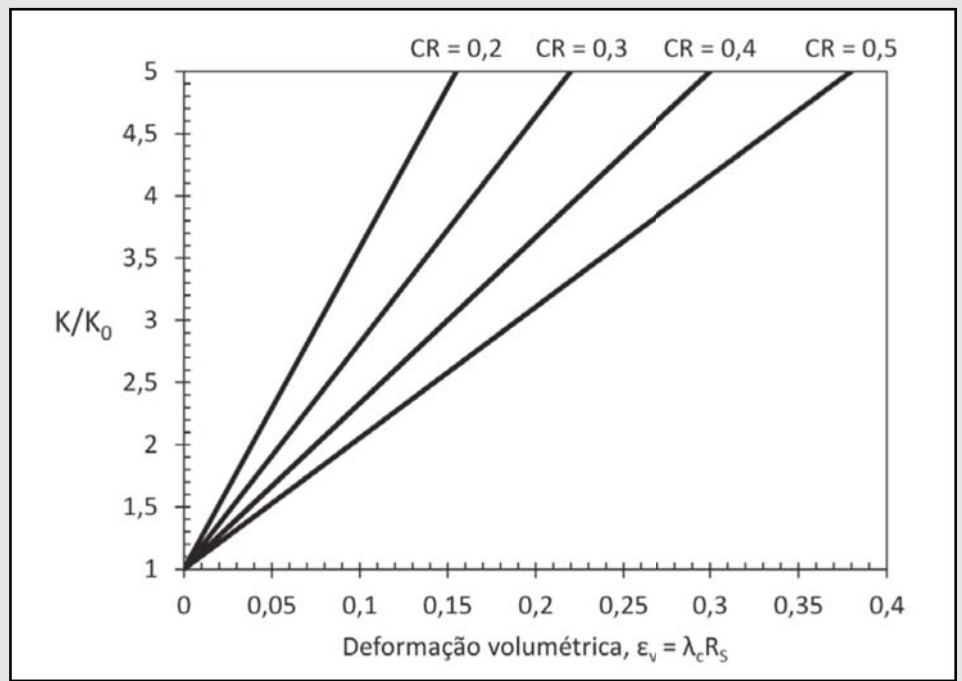


Figura 6 - Determinação do confinamento lateral em função da deformação volumétrica plástica ($f = 25^\circ$, $CR = 10RR$).

resistência e rigidez; (2) o conjunto formado pelos bulbos de compressão radial, via expansão de cavidades, estabelece condição de solo comprimido, confinado e adensado, comportando-se como solo compósito, em que a fase geogROUT é o “grupo” e a fase solo é a matriz; (3) os

geodrenos instalados aceleram o processo de adensamento reduzindo, enormemente, o tempo do recalque. Em uma microescala o solo geoenrijecido assemelha-se a um volume heterogêneo. Se considerarmos, no entanto, uma macroescala, o que tipicamente coincide com as dimensões



Figura 7 -

Figura 7 - Ensaios pressiométricos certificam o geoenrijecimento do solo mole na orla da Lagoa Rodrigo de Freitas.

do aterro, o solo geoenrijecido torna-se homogêneo (Cirone, 2016a).

O Método do Meio Homogêneo Equivalente, MHE, é uma ferramenta de cálculo inovadora, que utiliza parâmetros equivalentes de rigidez, resistência e permeabilidade, atribuídos ao volume de solo geoenrijecido. A modelagem geotécnica é efetuada, de forma rápida e precisa, prevendo-se o comportamento do solo geoenrijecido, a partir desses parâmetros. A complexa geometria dos bulbos (observando-se que são disformes e dispersos dentro da massa de solo mole), a presença de geodrenos verticais e o solo adensado, comprimido e confinado, entre bulbos de geogROUT, serão abordados pela técnica da homogeneização, a seguir.

A resistência equivalente

A resistência do MHE é calculada com base nos métodos da homogeneização, propostos por Omine et al. (1999) e Wang et al. (2002). A hipótese fundamental assenta-se no conjunto solo + bulbos, comportando-se como meio elástico-perfeitamente plástico, onde o “grupo” (bulbos) é disperso dentro da matriz (solo). Desta forma, a

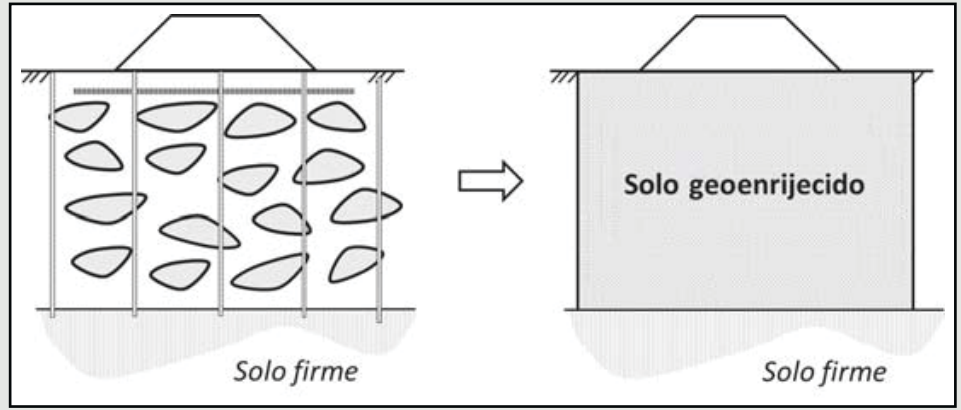


Figura 8 - A homogeneização enquadra-se perfeitamente no cálculo do geoenrijecimento.

resistência não drenada do meio equivalente é obtida ponderando-se as resistências de seus componentes, com as seguintes expressões:

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

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

onde:

- $s_{u,eq}$ = resistência não drenada equivalente (meio homogêneo).
- R_S = razão de substituição
- s_u = resistência não drenada do solo entre bulbos
- f_c = resistência à compressão do geogROUT
- b_r = índice de resistência



Figura 9 - Área entorno da Lagoa Rodrigo de Freitas, RJ, com presença de solos orgânicos ultra moles com 30m de profundidade sendo geoenrijecidos.

Demonstração 4

A resistência não drenada de um solo mole, obtida a partir do ensaio de palheta in situ, é $s_{u0} = 12 \text{ kPa}$. Os valores do índice de compressão e índice de vazios, obtidos em ensaios de adensamento, são $C_c = 1,51$ e $e_0 = 3,26$. Opta-se por geoenrijecêlo, adotando-se razão de substituição $RS = 15\%$. Considerando-se o fator $\lambda_c = 0,65$, obtém-se:

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

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

No projeto foi especificado geogROUT com resistência à compressão de 1000 kPa . Portanto, o valor final da resistência equivalente ($s_{u,eq}$) resulta:

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

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

$$= 54,7 \text{ kPa}$$

Estes cálculos foram feitos com base na teoria da homogeneização. A figura, a seguir, apresenta a comparação direta desta teoria com os limites superior (modelo de Voigt) e inferior (modelo de Reuss), obtidos com regras de mistura.

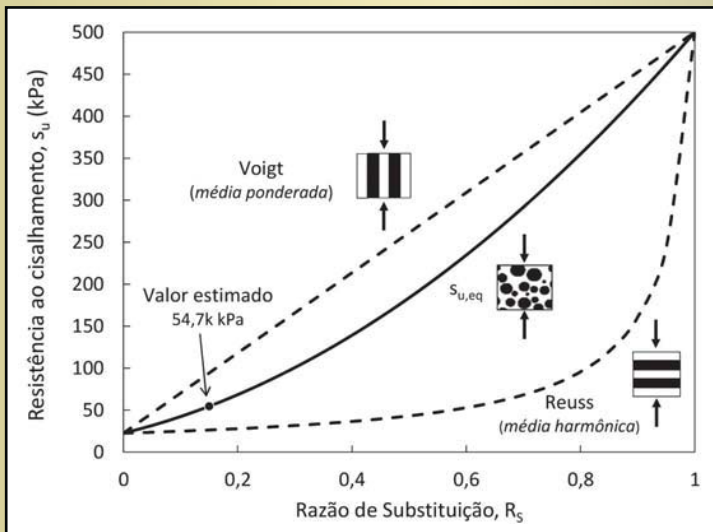


Figura 10 - Comparação com limites superior e inferior.

Planilha de cálculo

Elaborada pela Equipe de Projetos da Engenharia Geotecnia e Engenharia, a planilha de cálculo para dimensionamento do geoenrijecimento de solos moles com CPR Grouting está disponível no link: <http://www.engegraut.com.br/geoenrijecimento/>.

O programa foi especialmente desenvolvido para calcular o geoenrijecimento de depósitos de solos moles com CPR Grouting, utilizando-se o Método de Meio Homogêneo Equivalente.

O usuário utilizará, como dados de entrada, os parâmetros do solo mole a ser enrijecido. De forma automática, o programa apresentará os resultados obtidos, que poderão ser visualizados em impressos para facilitar a elaboração da memória de cálculo.



REFERÊNCIAS

- **Alessandro Cirone** é engenheira civil. Trabalha com melhoramento de solos moles.
- ASTM D4719 (1987) Standard Test Method for Pressuremeter Testing in Soils. Annual Book of ASTM Standards, New York, v. 04.08.
- BERILGEN M., Investigation of Stability of Slopes under Drawdown condition, Computers and Geotechnics, Vol. 34, 81-91, 2007.
- DIXON, S.J., Burke, J.W. (1973). Liquefaction case history. ASCE J Soil Mech Found Eng SM10:823-840.
- DUNCAN JM, WRIGHT SG, WONG KS. Slope stability during rapid drawdown. In: Proceedings of the H. Bolton seed memorial symposium, Vol. 2; May 1990, p. 253-72
- HEMPHILL, R.W. and Bramley, M. E. (1989). Protection of river and canal banks.
- MORGENSTERN 1963. Stability charts for earth slopes during rapid drawdown. Géotechnique 13(1):121-131.
- EDIL, Tuncer & DHOWIAN, A.W.. (1981). At-rest lateral pressure of peat soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE. 107. 201-217.

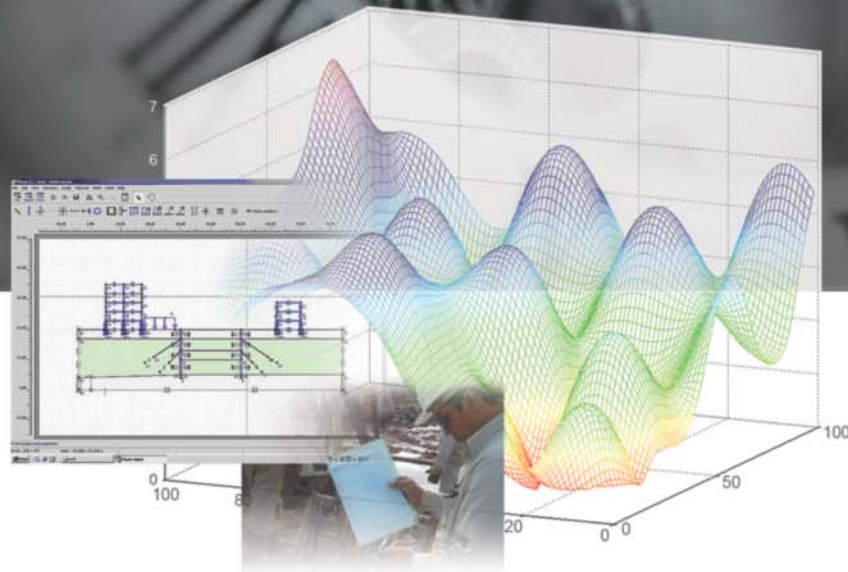
Cravação de Geodrenos

O uso de geodrenos verticais, objetiva remover água do subsolo, promovendo o adensamento vertical da camada de argila mole, obtendo-se assim a melhoria da compressibilidade do solo mole. O método é o da cravação de membranas plásticas, com cerca de 10 cm de largura por 5 mm de espessura, envolvidas por geomembranas. A cravação é feita por meio de lanças verticais, que podem atingir cerca de 30 metros de profundidade.



SOLOS MOLES EXIGE PRECISÃO E SEGURANÇA

Todo solo de fundação exige condições geotécnicas estáveis e precisas, o que se traduz em um investimento sujeito a risco. A presença de solos moles, com valores de SPT inferiores a 5, implica em soluções que podem durar meses e até anos e, assim mesmo, apresentam algum risco, seja ambiental ou de recalques inesperados. O geoenrijecimento do solo é a resposta para o melhoramento de solos moles, pois promove a segurança necessária à presença de deformações laterais e recalques, além de, principalmente, induzir um intenso e seguro processo de adensamento, muito superior ao exigido pelo futuro projeto, eliminando qualquer possibilidade de recalques posteriores. Tudo isto, com o acompanhamento preciso de sondagens tomográficas por imagem e pressiométricas, com respostas antes, durante e depois dos serviços executados. Ou seja, com a precisão e a segurança de um bom relógio Suíço.



CPR
GROUTING

www.engegraut.com.br

O CPR Grouting é tecnologia específica para geoenrijecimento de depósitos de solo mole, desenvolvida pela ENGEGRAUT e executada há 15 anos em todo o Brasil, estando protegida no INPI por patente.

