

Soft Soil Brazilian Review

12 Solos Moles

Análise de soluções geotécnicas para construção de rodovias na amazônia.

18 Modelagem

Modelando o processo deformativo no melhoramento do solo mole.

8 Consulta

Vamos construir um aterro para uma estrada. Há presença de solos moles. Quais os detalhes necessários para o projeto?

10 Geo-Congress 2020

Temas abordados de interesse de nossos leitores.

SPT e CPTU não atestam melhoramento de solos

SAIBA PORQUE

PÁG. 4





INFORMAÇÕES SOBRE MELHORAMENTO DE SOLOS MOLES?

SOFT SOIL GROUP

O SOFT SOIL BRAZILIAN INSTITUTE 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.

Soft Soil Brazilian Review

Edição - Mar / Abr - Nº 10



SSBI SOFT SOIL
BRAZILIAN
INSTITUTE

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

10

CERTIFICAÇÃO
Por que ensaios penetrométricos não **04**
certificam solos melhorados.

Por Joaquim Rodrigues

SOLOS MOLES
Análise de soluções geotécnicas para **12**
construção na amazônia.

Por Patrícia Tinoco

MODELAGEM
Modelando o processo deformativo **18**
no melhoramento do solo mole.

Por Thomas Kim

EDITORIAL

Melhorar solos moles é uma atividade pouco conhecida entre nós e a arte de certifi-cá-la mais ainda. O necessário e fundamental conhecimento do que seja solo compósito, produto do melhoramento do solo mole, torna-se obrigatório, sem o qual, simplesmente, não se poderá adentrar neste complexo domínio geotécnico: o solo mole.

A questão das inserções rígidas ou semi-rígidas e o solo circudante, possui dimensão que poucos compreendem, razão pela qual, ainda, insiste-se em avaliar o melhoramento do solo mole com ensaios penetrométricos SPT, CPTU e palheta, sem qualquer efeito. É esta grande questão que apresentamos, nesta edição da SSB, como matéria principal.

A técnica de Geoenrijecimento de solos moles que, efetivamente, melhora-o, impõe o necessário processo de compressão radial, na argila saturada, com a formação dos bulbos, via expansão de cavidades. Este processo deforma-a centenas de vezes, o que nos leva ao conhecimento da teoria das pequenas e grandes deformações tornando, também, imprescindível a compreensão da modelagem numérica, ferramenta essencial para simular o comportamento de solos complexos, como a argila mole.

A última matéria, desta edição março-abril, refere-se a arte de construir no meio da selva amazônica, um enorme desafio geotécnico, considerando-se o contexto do seu relevo, clima, vegetação e hidrologia, fatores extremamente limitantes, além da presença de solos moles. A grande questão, efetivamente, não são as necessárias estradas mas, sim, suas bases com espessos aterros, que se tornam obrigatórios para vencer toda a sorte de desníveis, impondo cargas da ordem de até 5kg/cm². Apresentamos uma análise de soluções, com base no conhecimento geotécnico de um trecho, ora em desenvolvimento de projeto, objetivando-se selecionar um desfecho com o melhor custo-benefício. Boa leitura.

SPT E CPTU NÃO ATESTAM MELHORAMENTO DE SOLOS



Figura 1 - Ensaios tradicionais SPT, CPTu e Palheta não se relacionam com solos compósitos, pois caracterizam-se pela rutura do solo. É essencial trabalhar apenas com ensaio que se caracterizam por deformação.

Técnicas de melhoramento de solos moles, como se sabe, utilizam o conceito de solo compósito, com inclusões rígidas inseridas no solo virgem. Assim, em intervalos regulares há presença de solo, modificado pela inserção da inclusão. Em tese, uma sonda penetrométrica ora ultrapassa uma inclusão, ora uma parte do solo, não sendo capaz de avaliar o contexto global solo-inserção, já que funciona apenas com a rutura, quando deveria deformar para entender o antes e o depois. Vamos analisar, especificamente, o ensaio Piezocone como avaliador do desempenho de solos melhorados. Também conhecido pela sigla CPTU (piezoCone Penetration Test) é, internacionalmente, reconhecido como um dos melhores ensaios geotécnicos para a caracterização in situ de solos, fornecendo estratigrafia e suas propriedades geotécni-

cas. Seu sucesso deve-se, principalmente, ao fato de ser altamente mecanizado e padronizado, obedecendo procedimentos definidos por normas internacionais, que tornam seu resultado praticamente insensível à erros de operadores. Sua grande limitação é, no entanto, o processo de interpre-

tação, baseado unicamente em correlações empíricas, fundamentadas em experiências, relacionando três processos medidores (resistência de ponta q_t , atrito lateral f_s e poropressão gerada u_2) à parâmetros geotécnicos. A aplicação indiscriminada destas correlações, fora do contexto de-



Figura 2 - Sondas de penetração de cone e do piezocone penetration test - CPT-U, são métodos de investigação geotécnica que não se adequam a solos melhorados.

Leica Geosystems introduces rig solutions for pile drivers and drill rigs

New Leica iCON offering becomes latest addition to one-for-all MC1 software platform



3D machine control solution for pile drivers and drill rigs on the Leica MC1 platform

(HEERBRUGG, Switzerland, 25 February 2020) – Leica Geosystems, part of Hexagon, today announced the launch of the Leica iCON rig solutions for pile drivers and drill rigs on the one-for-all MC1 3D machine control software platform to precisely and safely guide operators to the exact position and depths needed for construction projects.

Further growing its construction portfolio of easy-to-use and easy-to-integrate products, Leica Geosystems now allows rig operators to work faster, safer and more accurate on-site and share real-time data between field and office. Users can leverage the same interchangeable MCP80 panel to run the MC1 3D machine control software as an intuitive all-in-one system for drill rigs and pile drivers.

“It is so easy! It gives me total freedom in my work. If I receive an offset height, I can build my drill pattern in the display, and I can do the drilling myself accurately. Every hole is drilled to specification with the right depth and angle. Everything is fast, and the as-built documentation is easy to export from the system afterwards,” explains Odd Are Frydenlund, drill rig operator at Fjellsprenger AS in Norway.

Seamless integration improves construction workflows between the field and office

The Leica iCON iRP3 for pile drivers and the Leica iCON iRD3 for drill rigs 3D machine control solution on

the MC1 platform is connected to all other operations on the construction project, supporting IREDES, KOF and LandXML file formats and integrate seamlessly with the iCON portfolio. Thanks to the new configuration of the iCON rig solution, the operators can work in any GNSS-denied areas with dual total station positioning.

“We can now drive an average of 25-50 piles per day depending on the length of the piles and on how soft the underground is,” says Till Leve Röscher, project manager at Arkil A/S. “The machine control solution allows us to save 5 to 10 minutes per pile.”

MC1 allows users to share and visualise all project and as-built data directly on the panel through Leica ConX, the cloud-based collaboration platform, connecting the field and office seamlessly. With the seamless integration among the iCON portfolio, drill patterns are created in Leica iCON site.

Both innovations are available for hands-on demonstrations at CONEXPO-CON/AGG 10-14 March 2020 in Las Vegas, United States, on the Hexagon Booth in North Hall, at stand #N-12166.

when it has to be right

Leica
Geosystems

envolvido, certamente, leva a resultados desprovidos de fundamentos.

As correlações

Todas as correlações desenvolvidas, para este equipamento, possuem base empírica e são aplicáveis dentro de estritos limites, necessitando-se de critérios. Nada impede de se executar um ensaio CPTu em solo arenoso, argiloso, residual, em camadas de rejeitos de mineração, em resíduos sólidos urbanos e até em solo lunar. Porém, em todos os casos, seus resultados são confiáveis sob condição de interpretação com correlações específicas, previamente calibradas, de modo a estimar-se o parâmetro geotécnico que se quer medir ou quantificar.

A questão do solo melhorado

A análise de um solo melhorado denominado, agora, solo compósito, utilizando-se critérios concebidos para solos naturais leva, portanto, à percepção equivocada de suas propriedades geotécnicas. Ou seja, a aplicabilidade do CPTu é justificada, apenas, com a utilização de métodos empíricos especificamente desenvolvidos. Não existe, ainda, qualquer correlação para solos compósitos. Este é o primeiro motivo pelo qual o ensaio CPTu não é apropriado para aferir o nível de resistência de solos geoenrijecidos, ou georeforçados. O segundo motivo é que, especificamente no geoenrijecimento, os bulbos de com-

pressão radial no solo, impostos com argamassa seca, via expansão de cavidade, estabelecendo condição de solo comprimido, confinado e adensado, promovem um processo de homogeneização, estabelecendo um meio homogêneo em que a fase “bulbos” é o reforço e a fase solo é a “matriz”. Na microescala do CPTu, o solo geoenrijecido é heterogêneo, entretanto, em uma macroescala, torna-se similar a meios homogêneos. A premissa básica, da teoria da homogeneização, estabelece que a massa de solo geoenrijecido apresentase internamente heterogênea, no entanto é externamente homogênea. Parte do princípio de que existe, dentro da massa de solo, elementos infinitamente rígidos dispersos, cuja contribuição numa macroescala, assimila-se a meios homogêneos equivalentes. A dependência dos resultados, em função do ponto de ensaio, quando avaliado com sondagem CPTu, dentro da malha do solo geoenrijecido indica, justamente, solo heterogêneo. Um fato extremamente importante, mas óbvio, é o fato de o solo geoenrijecido apresentar-se heterogêneo no ensaio CPTu, devido a dimensão característica de cada bulbo de compressão radial do solo ser métrica, enquanto no CPTu é centimétrica.

Por esta razão, métodos de certificação, baseados em ensaios penetrométricos, via ruptura, tipo SPT, CPT, CPT-U, e palheta não possuem habilidade para analisar o comportamento da massa de solo como um todo, pois baseiam-se em análises

pontuais, de locais específicos. Fornecem, apenas, parte das informações necessárias, podendo ser realizados apenas quando penetrar entre verticais do geoenrijecimento, mesmo assim analisando-se, somente, a fase “solo”, até ser interrompida em um bulbo.

Observando-se a Figura 3, abaixo, fica evidente que a área de sensibilidade do CPTu (sua ponta e luva lateral), é extremamente pequena em relação a do bulbo. Por isso, durante o ensaio, e o avanço em profundidade, se a ponta bater no bulbo, perceber-se-á a presença de elementos muito resistentes, normalmente impenetráveis ao próprio equipamento, interrompendo-se o ensaio.

Este fato foi, fartamente, observado em inúmeras campanhas de ensaios de CPTu executados. Em todos, foram feitas tentativas de penetração, das quais poucas obtiveram êxito, atingindo a profundidade preestabelecida e, o mais importante, sem qualquer informação útil sobre o solo homogeneizado. As demais depararam com material de elevada resistência, interrompendo-se seu funcionamento, pelo fato de alcançar o limite máximo de potência do equipamento. A questionável postura dos técnicos foi, evidentemente, considerar apenas os ensaios relativos à fase “solo”, ignorando os demais ensaios interrompi-

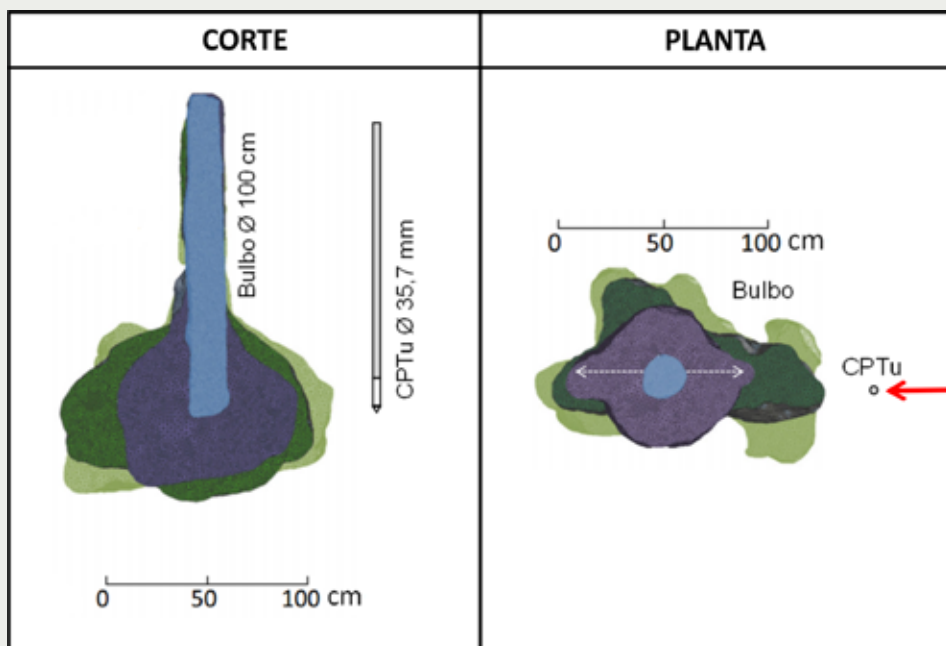


Figura 3 - Dimensão característica dos bulbos de compressão radial do solo, comparado ao equipamento CPTu.



Figura 4 - Execução de ensaio CPT-U em solo geoenrijecido em Salvador, BA, sem sucesso, ou sem obtenção de critério de resistência. A execução, posterior, de ensaio Pressiométrico certificou condição extremamente resistente.



Figura 5 - Outra sondagem CPT-U efetuada em solo mole geoenrijecido. Interrupção prematura da sonda. A certificação foi realizada com pressiómetro.

dos prematuramente. O que não é correto. Fica claro, portanto, a inadequabilidade do ensaio CPT-U para certificar solos melhorados, seja por geoenrijecimento, seja por georeforço com coluna de brita ou DSM. A ausência de correlação específica é a principal razão. No aspecto da mecânica executiva, a presença de inclusões rígidas, seja no geoenrijecimento ou no georeforço com colunas, é outro impedimento, o que inviabiliza sua utilização. O comportamento “global” do solo melhorado com geoenrijecimento, certamente, é diferente do comportamento de apenas um de seus componentes, seja solo ou bulbos. Conclui-se, portanto, que ensaios penetrométricos, seja CPT-U, SPT e Vane Test, fornecem percepção equivocada, em se tratando de solo melhorado considerando-se:

- Critérios empíricos, concebidos para solos “naturais” e não melhorados (geoenrijecido ou georeforçado).
- A fundamental contribuição dos bulbos de compressão radial do solo, é indevidamente desprezada.
- A interrupção do ensaio, por encontrarem resistência, são erroneamente desconsiderados no contexto certificativo. Todos estes motivos, analisados durante cerca de 15 anos, entre 1980 e 1995, fize-

ram com que durante a fase de estabelecimento dos meios de certificação do melhoramento do solo, com geoenrijecimento, fossem abolidos os ensaios penetrométricos, caracterizados pela ruptura do solo. A certificação do melhoramento do solo só tem sucesso com a execução de ensaios pressiométricos, caracterizado não por ruptura do solo e, sim, por deformação, com resultados reais.

Mais recentemente, já se utiliza a tomografia sísmica por imagem, associada a ensaios pressiométricos, com excelentes resultados.



REFERÊNCIAS

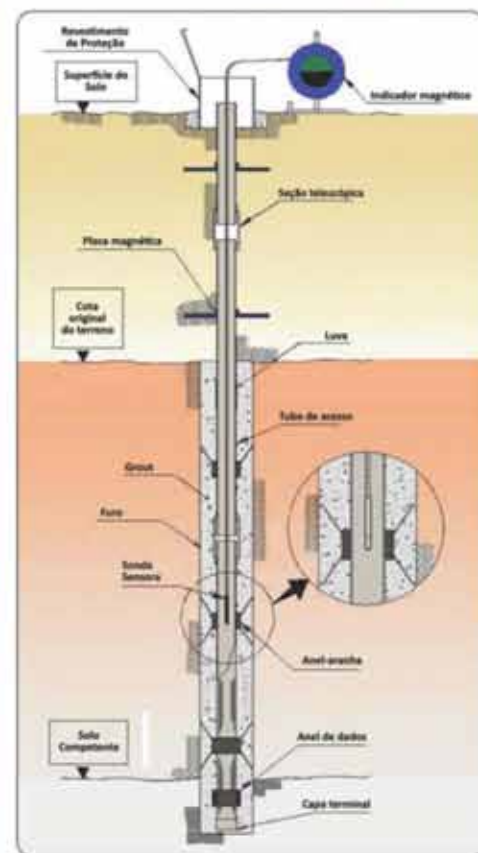
- **Joaquim Rodrigues** é engenheiro civil M.Sc. formado no Rio de Janeiro em 1977, pós-graduado pela COPPE na Universidade Federal do Rio de Janeiro em 1999. Diretor do Soft Soil Group e da Engegraut Geotecnia e Engenharia, associada à ABMS e ao American Society of Civil Engineers desde 1994. Desenvolveu duas técnicas de tratamento de solos moles, sendo motivo de patente o GEOENRIJECIMENTO, utilizada hoje em todo o Brasil. Desenvolvimento de trabalhos de Grouting, com empresas parceiras nos EUA e Alemanha. Mais de um milhão de metros de verticais de geoenrijecimento executadas em solos moles com CPR Grouting, para a construção de aterros, estradas, portos, ferrovias e armazenagem.

Aranhas Magnéticas



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.



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

PRECISAMOS CONSTRUIR UM ATERRO PARA UMA ESTRADA. HÁ PRESENÇA DE SOLOS MOLES. QUAIS OS DETALHES NECESSÁRIOS PARA O PROJETO?

As questões geotécnicas primárias que impactam o comportamento do futuro aterro, são a estabilidade geral, a estabilidade interna, o recalque, os materiais empregados e, claro, sua construção. O aterro poderá servir para leito de uma estrada, uma aplicação rodoviária ou mesmo um encontro de ponte. O projetista deverá promover o reconhecimento do terreno onde será construído o aterro, devendo-se estender de 2 a 3 vezes a largura do aterro. Para aterros maiores que 3m de altura, a exploração geotécnica, considerando uniformidade do solo de fundação, não precisa ser mais espaçada que 150m. Caso a condição do solo seja muito errática, o espaçamento entre sondagens deverá ser reduzido DE 30 a 90m. Dever-se-á compor perfis geotécnicos, ao longo da estrada, à procura de taludes submersos que, caso existam, poderão gerar enormes problemas. A ampliação de rodovias, por sua vez, necessita, ainda, maior cuidado na fase de exploração, como por exemplo sondagens próximas ao pé do aterro existente de modo a se avaliar a atual condição do solo de fundação, particularmente se houver presença de solo mole, se já houve alguma escavação, se há indícios de instabilidades, etc. A presença de solo mole exigirá o melhoramento do solo, com Geonrijecimento, de forma a compatibilizar a rigidez do solo de fundação do antigo aterro com o novo. O conhecimento da variação do nível d'água do solo é importante para a análise de estabilidade e recalque. Nível d'água aflorando no solo resulta em enormes tensões efetivas no solo que, por sua vez, afetam as características da resistência ao cisalhamento e o processo de consolidação da argila após o carregamento. Durante o programa de exploração do material do aterro, dever-se-á verificar sua qualidade, se apresenta sensibilidade à água e dificuldade para ser compactado, particularmente em épocas úmidas. Se houver necessidade de aterros em zonas alagadiças, dever-se-á empregar material essencialmente granular, já que não haverá possibilidade de compactação. Com relação à estabilidade, aterros com no máximo 3m de al-

tura e inclinação 2H:1V (ou mais suave) podem ser projetados com base em situações existentes próximas, desde que não haja ocorrência de solos moles. Aterros com mais de 3m de altura, a serem projetados sobre solos moles, exigem análise de estabilidade mais apurada, e ou quando apresentem taludes com inclinação superiores à 2H:1V. Qualquer aterro a ser levantado, seja para um encontro de ponte, seja próximo a uma estrutura enterrada ou acima do solo, necessitará de análise de geotécnico com experiência em melhoramento de solos com Geonrijecimento. Caso existam restrições na região, que exijam taludes mais íngremes que 2H:1V, haverá necessidade de avaliar a estabilidade do talude para outras alternativas, como por exemplo o uso de muros com gabião. Os fatores de resistência e de segurança para a estabilidade global são os seguintes:

- Todos os aterros estradais devem ter fator de segurança mínimo 1,25.
- Todos os aterros de encontros de pontes e que suportam estruturas críticas, devem ter fator de resistência 0,65 (ou seja, fator de segurança 1,5). Estruturas críticas são aquelas em que a rutura resulta em riscos de segurança e de vida para o público ou de encargos financeiros e estratégicos para o estado.

Se a estabilidade estiver sob condição drenada, com presença de solo arenoso, é interessante uma análise com tensão efetiva, utilizando-se um ângulo de atrito máximo. Para o caso comum de solos argilosos sobreconsolidados, pode ser adequado um ângulo de atrito, com base na resistência residual. Caso a análise da estabilidade esteja na condição não drenada, como a maioria dos solos moles, sugere-se uma análise com tensão total, utilizando-se valor da coesão não drenada, sem atrito.

Caso se opte em elevar o aterro em etapas, dever-se-á avaliar a estabilidade a curto prazo (não drenada) e a longo prazo (drenado). Já na primeira etapa, o parâmetro de resistência a ser utilizado é a coesão não drenada. A resistência total do solo argiloso aumenta com o tempo, na medida em que dissipa sua poropressão e o atrito começa a contribuir para a resistência.

A crítica questão do recalque

Qualquer aterro a ser construído irá carregar o solo de fundação, induzindo-o a recalcar. Como é do conhecimento geral, o recalque total imposto é composto pelo recalque imediato, pelo recalque promovido pelo processo de consolidação da argila e pelo recalque secundário, a seguir, imposto. Todo e qualquer aterro deve ser investigado, para a condição do inevitável recalque, mesmo se possuir um adequado e seguro fator de estabilidade total. Isto, porque o comportamento futuro da rodovia, certamente, será afetada com a surgência dos inevitáveis recalques diferenciais ao longo do pavimento. E ninguém gosta. Na presença de solos moles, a análise de recalque do aterro necessitará dos parâmetros do índice de compressão, obtidos com o teste edométrico padrão. O recalque, em aterros de encontro, causam ressaltos no pavimento, junto à ponte, além de empuxos ho-



Elevação de um aterro para uma rodovia marginal.

izontais em suas estacas. É extremamente importante acompanhar a evolução da diminuição da velocidade do recalque, de modo a estimar-se sua magnitude e duração, concordante com o previsto. Dever-se-á determinar a tolerância aos recalques diferenciais que a estrada, estruturas vizinhas e instalações terão, de modo a se obter o critério para o recalque previsto. Os parâmetros desejados, para se avaliar a quantidade de recalque, que o aterro a ser elevado causará, com a presença de solos moles, são os seguintes:

- O perfil geotécnico, incluindo-se os tipos de solos existentes, nível freático e o peso unitário.
- Índices de compressão para a compressão primária e secundária do solo, a partir de testes laboratoriais, além de correlações a partir das propriedades indicadoras do solo e resultados de algum programa de monitoramento de recalques realizado em regiões próximas, com solos semelhantes.
- A geometria do aterro previsto, incluindo-se seu peso unitário e qualquer carga adicional de longo prazo.
- O perfil do solo para a análise é, tipicamente, dividido em camadas, sendo que cada camada reflete alterações, consoante com sua propriedade.
- O recalque total é a soma do recalque de cada camada compressível.

Solos orgânicos, turfosos e altamente plásticos terão uma compressão secundária apreciável. Observar que a compressão secundária geralmente, independe do estado de tensões existente no solo e, teoricamente, é função apenas do índice da compressão secundária e do tempo. Um dos principais parâmetros de entrada, para análise do recalque, é o aumento das tensões verticais, causado pelo aterro, no ponto médio da camada que está sendo avaliada. O aumento das tensões verticais, ao longo da profundidade, pode igualar a pressão exercida, pelo aterro, na superfície do aterro original. Na próxima edição, daremos mais dicas para projetos geotécnicos de uma rodovia.



Melhoramento de solo para ampliação rodoviária.



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



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

11 February 2020
10:00 A.M. CET
04:00 P.M. CET

PLAXIS: Simulating Soil Lab Tests

www.bentley.com

Dear User,

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

The agenda for the one-hour session encompasses:

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

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

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



Fique por dentro de tudo que aconteceu no

Geo-Congress 2020

Minneapolis, Minnesota | 25 a 28 de Fevereiro



O Geo-Congresso é um dos principais eventos geotécnicos que valoriza a interação entre profissionais, proporcionando ótimas oportunidades de networking. Novos temas e programação foram introduzidos o que tornam a conferência um “evento exclusivo” para consultores, empreiteiros, pesquisadores e estudantes.

Temas abordados de interesse de nossos leitores

Deep Foundations

- Size Effects of Ground Improvement on Seismic Response of Piles: Derivation and Validation of p-y Curves

Soil Improvement and Grouting

- The Drained Response of Soft Clays Reinforced with Sand Column Groups
- Stabilization of Expansive Soil Using Lime Pile and Lime Precipitation Techniques—A Comparative Study
- Rigid Inclusions: Current State of Practice in North America
- A Large Strain Consolidation Model for Dredged Clays with High Water Content under Vacuum Preloading
- Examining Spatial Control, Ammonium By-Product Removal, and Chemical Reductions for Bio-Cementation Soil Improvement Using Meter-Scale Experiments
- Stabilization of Calcareous Sand by Applying the Admixture of Alkali-Activated Slag (AAS) and Biochar
- Engineering Assessment of Jet Grouting Pressures and Effects in the Elliott Bay Seawall Project
- Experimental Investigation of Cement Mixing to Improve Lake Agassiz Clay
- Static and Dynamic Properties of Expansive Soil Stabilised with Industrial Waste

Embankments, Dams, and Slopes

- Nonlinear Deformation Analyses of Embankments on a Spatially Variable Liquefiable Deposit Modeled Using Conditional Random Fields
- Influence of Anisotropic Permeability on Slope Stability Analysis of an Earthen Dam during Rapid Drawdown

Earth Retaining Structures

- Preliminary Numerical Modeling of a Mechanically Stabilized Earth Wall under Flooding and Rapid Drawdown Conditions

Computational Geotechnics

- Hydromechanical Coupled Cohesive Zone Modeling of Induced Earthquakes under Fluid Injections
- Smoothed Particle Hydrodynamics Simulations of Dynamic and Quasi-Static Axisymmetric Collapse of Granular Columns
- Influence of Slip Surface Shape on 3D Slope Stability Analysis

Soil Properties and Modeling

- Discrete Element Modelling of Undrained Consolidated Triaxial Test on Cohesive Soils
- Influence of Strain-Rate on Localization and Strain-Softening in Normally Consolidated Clays with Varying Strength Profiles
- Static and Dynamic Analysis of Torpedo Anchor Penetration and Pullout in Cohesive Soils
- Impact of Particle Size Distribution on Drained Shearing Response of Saturated Clays Using Discrete Element Method
- Effect of Mineralogical Composition and Pore Water Chemistry on Shearing Rate Dependent Residual Shear Strength of Soil
- Stress Inhomogeneity in Gap-Graded Cohesionless Soils—A Contact Based Perspective
- Computational Tools for the Analysis of Stability of Embankments in Frictional-Cohesive Soils
- An Overview of Performance Monitoring for Drilled Full Displacement Type Rigid Inclusions under Highway Embankments

SOFT SOIL BRAZILIAN INSTITUTE

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.softsoilbrazilianinstitute.com.br>

E-mail: contato@softsoilbrazilianinstitute.com.br

SOFT SOIL BRAZILIAN REVIEW

Diretor Editorial

ENGº JOAQUIM RODRIGUES

joaquim@softsoilbrazilianinstitute.com.br

Diretores Adjuntos

ENGº THOMAS KIM

ENGº ROGER RODRIGUES

PATRÍCIA TINOCO

patricia@softsoilbrazilianinstitute.com.br

Publicidade, Assinatura, Livros e Vídeos

CLEIDE FERREIRA

cleide@softsoilbrazilianinstitute.com.br

Editor de Arte

ALEX CRISPIM

Reprints Editoriais

MARIANA TATI

mariana@softsoilbrazilianinstitute.com.br

Solicite reimpressões de reportagens

ou artigos publicados

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

Agenda

1 a 4 de março de 2020

PDAC 2020 - Prospectors & Developers Association of Canada

Toronto - Canadá

<http://pdac-2020.org/>

15 e 17 de março de 2020

4ª Conferência Europeia de Modelagem Física em Geotecnia

Luleå University of Technology

971 87 Luleå, Suécia

<http://www.ltu.se/ecpmg>

17 a 19 de março de 2020

Intermodal South America – 2020

São Paulo Expo – São Paulo / SP

<https://www.intermodal.com.br/pt/>

26 a 29 de Abril de 2020

Geoamerica 2020 - 4º Congresso Panamericano de Geossintéticos

Rio de Janeiro - RJ

geoamericas2020@geoamericas2020.com

3 a 6 de maio de 2020

17º Congresso Nacional de Geotecnia & 10º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia

Lisboa, Portugal

<http://17cng2020.lnec.pt/>

10 a 14 de maio de 2021

International Foundations Conference and Equipment Expo

Dallas - TX - Estados Unidos

<http://ifceexpo.com/>

13 a 15 de maio de 2020

XII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

Pestana Rio Atlântica Hotel. Av. Atlântica, 2964 – Copacabana – Rio de Janeiro – Brasil

<http://www.cbpe2020.com.br/site/>

15 e 18 de junho de 2020

Deep Mixing 2020

Gdansk, na Polónia

<http://www.dfi.org/dfieventlp.asp?13330>

15 a 19 de junho de 2020

XIII ISL – International Symposium on Landslides

Cartagena, Colômbia

<http://www.scg.org.co/xiii-isl/index.html>

25 a 28/ de julho de 2021

3rd Pan-American Conference on Unsaturated Soils

PUC-Rio - Gávea - Rio de Janeiro, RJ

<https://panamunsat2021.com/>

15 a 18 de setembro de 2020

XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

Campinas – SP

<https://cobramseg2020.com.br/>

21 a 25 de setembro de 2020

Fourth International Dam World Conference

Lisboa - Portugal

<https://dw2020.lnec.pt/>

29 e 30 de outubro de 2020

3rd International Symposium on Coupled Phenomena in Environmental Geotechnics

Kyoto University's - Kyoto

<https://cpeg2020.org/details/>

12 a 17 de setembro de 2021

20th International Conference on Soils Mechanics and Geotechnical Engineering

Sydney - Austrália

<http://www.icsmge2021.com/>

ANÁLISE DE SOLUÇÕES GEOTÉCNICAS PARA CONSTRUÇÃO DE RODOVIAS NA AMAZÔNIA.

Figura 1 - Vista, por drone, da BR-319 no trecho entre Igapó-Acú e Realidade. A rodovia, que não é asfaltada, é o único acesso, por terra, que liga Manaus ao resto do país. - Lalo de Almeida/Folhapress.

Com objetivo de desenvolver a Amazônia, de modo a impulsionar nossa fraca economia, o presidente Bolsonaro planeja terminar a BR-163, uma rodovia de 1.770km, que liga Cuiabá à Santarém. Uma tarefa e tanto.

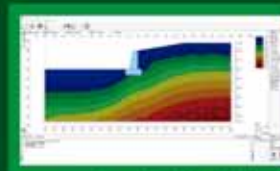
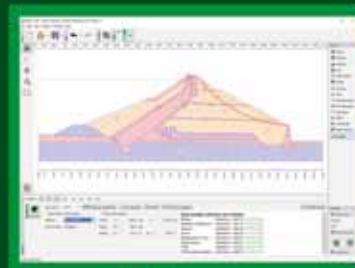
Construir estrada na Amazônia é façanha geotécnica. Por outro lado, as obras continuam na BR-230, a Transamazônica, com mais de 4.000km. Pontes de madeira, de mão única, estão sendo substituídas por outras de concreto armado, exigindo aterros de encontro. Por outro lado, o custo do transporte continua sendo o fator central para o desenvolvimen-



Figura 2 - Rodovia Transamazônica (BR-230). Dificuldades de todos os tamanhos.

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

Distribuído por:

SOLUÇÕES CAD
BIM



www.solucoescad.com.br

to da região. O solo desfavorável, dentro do contexto do relevo, clima, vegetação e hidrologia limitam seu desenvolvimento. Há necessidade de construir-se mais estradas, no entanto, há enormes desafios geotécnicos a serem ultrapassados. A presença de solos moles, areias fofas e, o mais premente, a necessidade de espessos aterros, limitam soluções. Apresentaremos uma análise de soluções, pertinente a um trecho na selva, neste gigante processo de criar estradas na Amazônia. Sondagens no local indicam a presença de camadas arenosas fofas, com capacidade de carga insuficiente frente às tensões verticais, de até 3kg/cm², a serem introduzidas no solo, com a elevação de aterros de até 15m de altura. No projeto, previu-se galerias de drenagem, sob os aterros. Como se sabe, estas estruturas são sensíveis a recalques, o que acaba provocando vazamentos ao longo das galerias, gerando erosão interna no corpo do aterro, instabilizando-o. Exige-se, portanto, solo de fundação altamente resistente para receber galerias, aterros e a estrada.

Para a caracterização geotécnica, executou-se sondagens, atingindo profundidades entre 10m e 15m. De acordo com os boletins de sondagens, há camadas arenosas, fofas a pouco compactas, com N_{SPT} variando de 1 a 9 golpes, sobrejacente a camadas arenosas muito compactas, com N_{SPT} maior que 30. A Figura 3, apresenta perfil do solo constituído por camadas de solo arenosos fofos, até 5m de profundidade, em média, existentes acima de camadas arenosas mais compactas, com coloração

marrom/avermelhada. Em todas as sondagens, o nível d'água encontra-se próximo ou coincidente com o nível do terreno. Os parâmetros efetivos de resistência (Tabela 1) foram obtidos por meio de correlação empírica com o índice de resistência à penetração NSPT, considerando-se granulometria, compactidade e condições hidrogeológicas.

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos.

Camada	γ_{sat} [kN/m ³]	E [MPa]	c [kN/m ²]	ϕ [°]
 Areia, fina a média, siltosa, cinza	16	3	-	28
 Areia mto compacta, marrom e avermelhada	19	20	5	38
Aterro compactado	20	8	5 – 15	28 – 35

A partir de análises mais refinadas, utilizando-se ensaios geotécnicos de campo ou laboratório, poder-se-á aferir os parâmetros geotécnicos adotados.

Análise da estabilidade do aterro

A tensão transmitida para o solo de fundação dependerá da altura e do peso específico do aterro que, neste caso, supôs-se $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ e altura $h = 15\text{m}$. Portan-

to, obtém-se 3kg/cm². Comparando este valor com diretrizes da NBR 6122, a tensão admissível da areia cinza (fofa a pouco compacta) situa-se abaixo dos 2kg/cm², insuficiente frente à altura do aterro projetado, com quase 15m de altura, que impõe tensões da ordem de 3kg/cm². Os fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade, considerando o solo fofo de fundação totalmente saturado, estão apresentados na Tabela 2. Conforme observa-

-se, os fatores de segurança obtidos nestas condições, revelam-se muito baixos, situando-se na faixa de 0,6 a 0,7, o que impede construir qualquer aterro com 15m de altura sobre este solo, sem que haja melhoramento.

Tabela 2. Fatores de segurança na condição sem qualquer melhoramento.

Método de análise	FS
Cunhas de empuxo	0,58
Elementos finitos	0,73

Métodos de análise de estabilidade utilizados:

- **Método da cunha de empuxo** apresentado na Figura 4, utiliza metodologia analítica bidimensional para verificação da estabilidade de taludes, considerando-se mecanismo de ruptura abaixo do pé do aterro, envolvendo cunha ativa e passiva de deslizamento. O fator de segurança é obtido, dividindo-se o somatório das forças resistentes pelo somatório das forças instabilizantes.

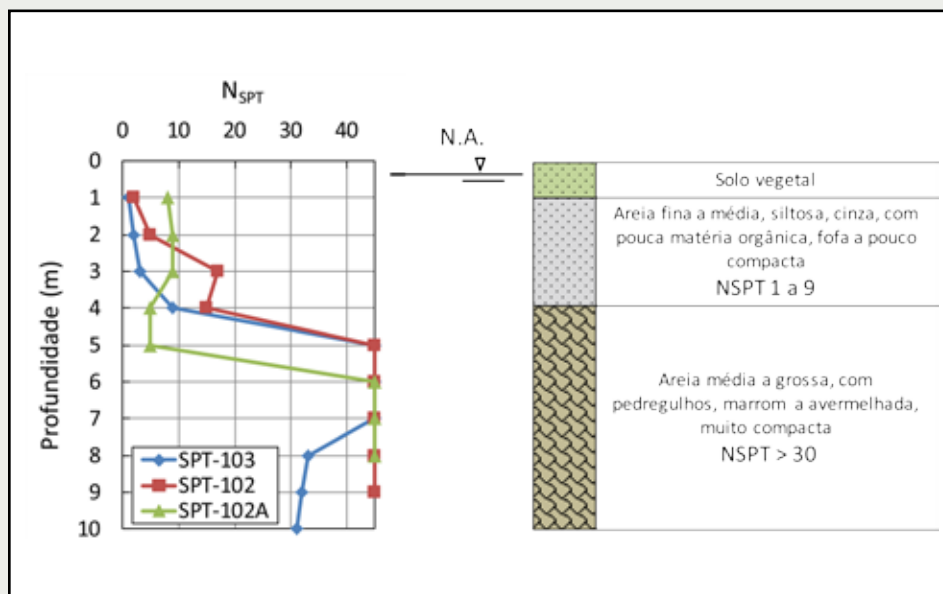


Figura 3 - Perfis geotécnicos.

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

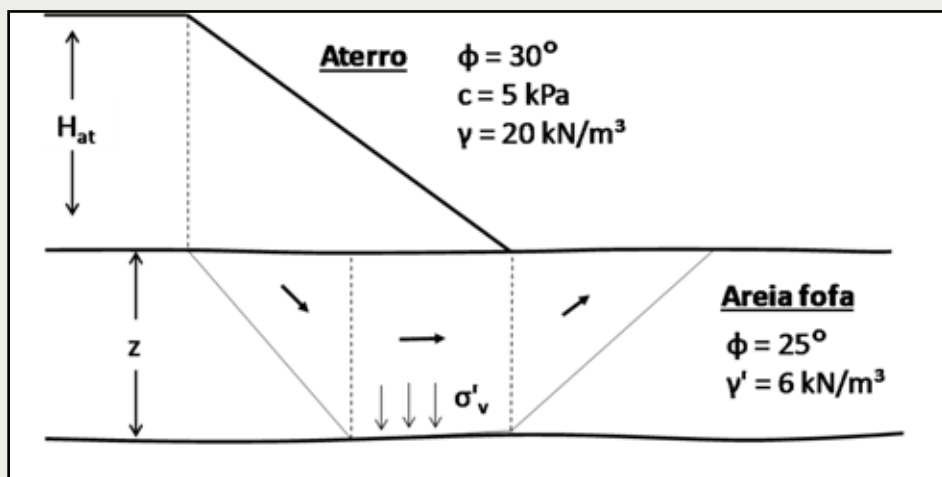


Figura 4 - Análise da estabilidade aplicando-se o métodos da cunha de empuxo.

• Com o método de elementos finitos, apresentado na Figura 5, a análise de estabilidade foi feita selecionando-se a opção “Phi-c reduction”, onde o programa reduz gradualmente os parâmetros resistentes do solo até que a ruptura ocorra.

rou-se os parâmetros geotécnicos do solo até atingir-se fator de segurança acima da unidade, necessários ao projeto. Torna-se evidente a necessidade do melhoramento do solo. Os resultados indicam características geotécnicas mínimas necessárias, a

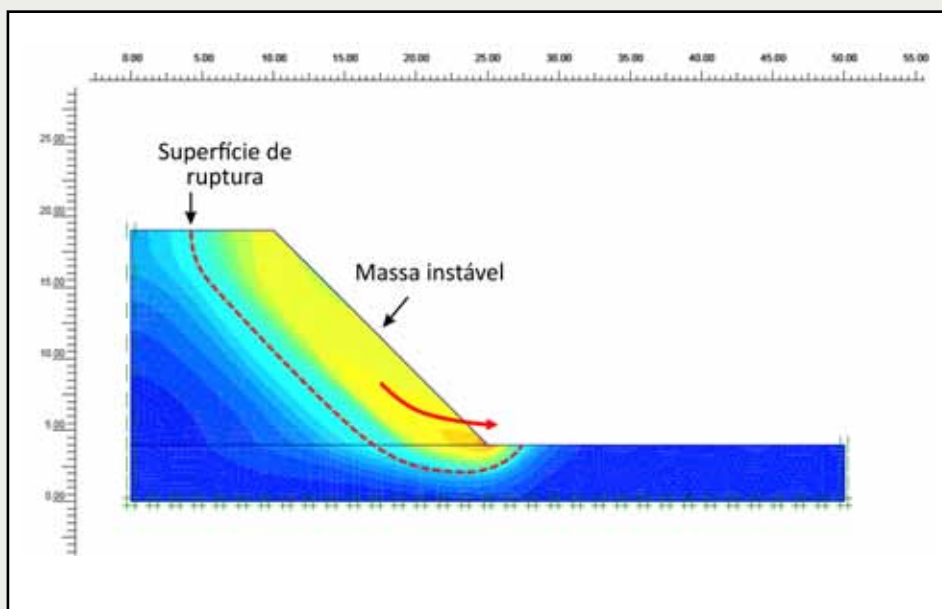


Figura 5 - Análise de estabilidade pelo método de elementos finitos, com objetivo de se determinar o mecanismo e a superfície de ruptura.

Os parâmetros geotécnicos desejados

Com os resultados obtidos no desenvolvimento anterior, torna-se evidente que o solo arenoso fofo não possui qualquer resistência para suportar o grande aterro previsto e a estrada. Além disso, o próprio aterro, por possuir altura de quase 15m, deverá apresentar coesão e ângulo de atrito necessários, de modo a permitir inclinação das saias 1:1. Estudando-se análises numéricas, com a geometria original, alte-

serem obtidas, com melhoramento do solo, e com o posterior controle de compactação na execução do aterro.

Tabela 3. Parâmetros geotécnicos necessários ao projeto.

Camada	Descrição	c [kN/m ²]	φ [°]
Areia, fina a média, siltosa, cinza	Compacidade mínima equivalente a uma areia medianamente compacta.	-	35
Aterro compactado	Aterro com grau de compactação, GC = 95% do proctor normal	> 15	> 30

Soluções para o problema da estabilidade geotécnica

A decisão sobre a metodologia a ser empregada, para obter-se a resistência e rigidez necessárias está diretamente relacionada aos seguintes fatores:

- Perfil geológico-geotécnico
- Magnitude e tempo de estabilização dos recalques
- Presença da galeria de drenagem
- Materiais, mão obra e equipamentos disponíveis
- Prazos e custos envolvidos

Com fator de segurança obtido, via análise de estabilidade, inferior à unidade, bem como considerando-se inaceitáveis os inevitáveis recalques, principalmente com as galerias de drenagem a serem construídas, apresentam-se, a seguir, seis soluções para melhoramento do solo, analisadas separadamente.

Análise das soluções geotécnicas

Remoção total do solo compressível

O perfil do subsolo para o trecho desta rodovia, com camadas de solo compressíveis, atingindo profundidades de até 5m, com o N.A. aflorando à superfície, torna esta metodologia tecnicamente inviável.

Drenos com sobrecarga temporária

Como o solo de fundação é arenoso, o uso de drenos verticais parece supérfluo. Além disso, a sobrecarga temporária não reduz recalques, podendo apenas acelerá-los. Com esta solução, o problema da instabilidade do alto aterro a ser levantado persiste, implicando em provável ruptura. Com este perfil esta solução não é tecnicamente adequada.

Aplicação de camada de rachão

Esta alternativa apresenta dois problemas. O primeiro refere-se ao grande volume de pedras a ser obtido o que, na região, é



Figura 6 - Estrada construída, sem infraestrutura mínima necessária, que se perde rapidamente frente ao clima e a geologia local.

praticamente impossível. O segundo problema concentra-se na parte executiva, devido o afloramento do nível d'água. Torna-se, portanto, tecnicamente inviável.

Aplicação de geossintético na base do aterro

Com esta solução, o solo, em si, permanece fôfo e intacto. Trata-se da inclusão de reforço superficial com geossintético (geogrelha), na base do aterro, que pouco eleva o fator de segurança contra ruptura global do sistema aterro-fundação, não atuando contra redução de recalques. Para viabilizar esta solução, torna-se necessário construir bermas de equilíbrio o que, de certa forma, inviabiliza tecnicamente esta solução, principalmente pela enorme possibilidade de ruptura.

Georeforço com estacas ou colunas

A solução com Jet-Grouting, coluna de brita ou deep soil mixing, visa transferir a carga do aterro/estrada para camadas de solo resistentes. Portanto, não é uma técnica de melhoramento de solo. Estacas e colunas, por si só, não tem qualquer capacidade para suportar aterros. Torna-se necessário construir espessas plataformas de transferência de cargas, utilizando-se geogrelhas. Por outro lado esta solução necessita de elementos verticais com diâmetro e espaçamentos adequados à altura do aterro,

devendo-se dimensionar-se metodologia de acordo com a alta carga imposta. Por exemplo, com malha quadrada de colunas, espaçadas 2m, sua área de influência passa a ser de 4m², o que coincide com uma carga vertical aplicada, em cada estaca, de aproximadamente 120 t. Haverá grandes deformações residuais no aterro, instabilizando a futura estrada.

Geoenrijecimento do solo

O melhoramento do solo, com Geoenrijecimento, é a solução que leva vantagem em relação às demais, principalmente pelo nível de rigidez a ser obtido e a facilidade de insumos (areia e saibro) existentes no local. O melhoramento do solo, feito com bulbos de argamassa seca, comprimem radialmente o solo fofo, aumentando sua resistência e rigidez, tornando-o apto para suportar o carregamento previsto, sem recalques residuais.

Conclusão

O solo analisado, neste trecho, é composto basicamente por dois tipos de solo, Areia Fina Cinza, que se apresenta com camadas mais finas e superficiais e Areia Média/Grossa, Marrom Vermelhada, nas camadas mais profundas. A Areia Fina Cinza possui compacidade e estrutura insuficientes frente à altíssima carga dos aterros a

serem levantados, com até 15m.

De posse dos parâmetros extraídos das sondagens executadas, realizaram-se análises, determinando-se condições de estabilidade. Os resultados informam que antes mesmo de se atingir a altura dos aterros previstos, o solo de fundação apresentará condição de ruptura, já que os fatores de segurança apresentam-se menores que a unidade para o solo na condição existente, ou seja, sem qualquer melhoramento. Desta forma, realizaram-se análises com objetivo de selecionar a solução geotécnica mais apropriada, proporcionando estabilidade desejada. Entre as metodologias apresentadas, recomenda-se o Geoenrijecimento do solo, alternativa tecnicamente adequada e interessante em termos de custo benefício, já que utiliza o próprio solo local para realização do serviço. **SSBI**

REFERÊNCIAS

- Patricia Karina Tinoco 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.

MODELANDO PROCESSO DEFORMATIVO NO MELHORAMENTO DO SOLO MOLE.



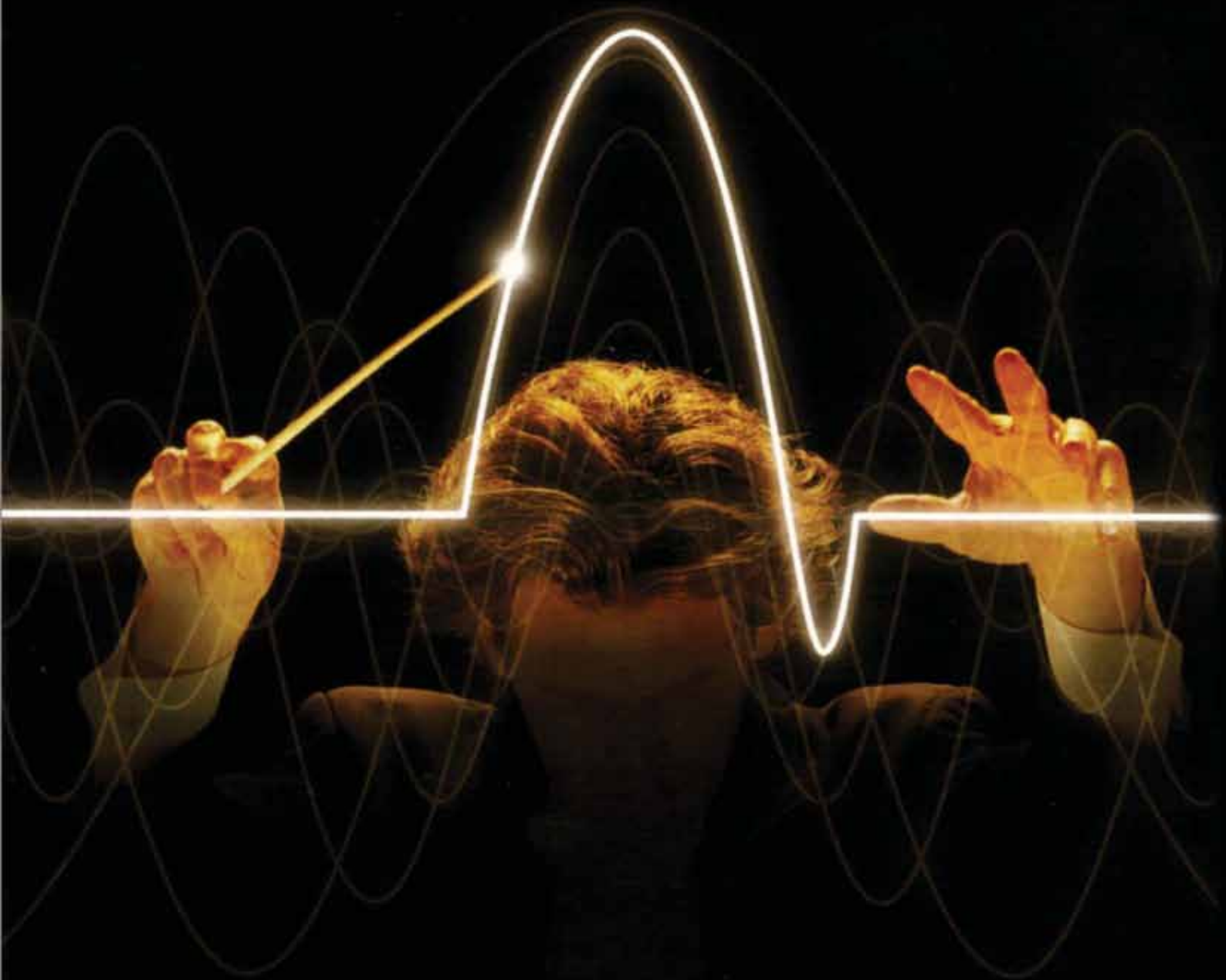
Nas regiões da baixada de Jacarepaguá, RJ, no Vale do Itajaí, SC e em Recife, PE, há espes-

sos depósitos de solos moles, com presença de argilas orgânicas e turfas, muito embora altamente povoadas. São regiões

que exigem, a todo momento, análises complexas para a compreensão do inevitável processo deformativo a ser impos-

Figura 1 - Processo de melhoramento do solo mole, com geoenrijecimento, na baixada de Jacarepaguá, RJ. A formação dos bulbos com geogROUT que comprimem radialmente o solo mole, viabilizando sua consolidação. Repare os geodrenos previamente cravados no solo.

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

 Soft Soil
Group

to com o melhoramento do solo. Melhorar solos moles significa geonrijecê-lo, com uso de geodrenos seguido da formação de bulbos, via expansão de cavidades, de modo a promover o necessário processo de consolidação da argila mole, viável apenas com a compressão radial da argila mole em meio drenante artificial, previamente imposto. Durante o processo de compressão radial, com a formação do bulbo, a argila mole é deformada centenas de vezes, o que torna obrigatório saber a teoria das pequenas e grandes deformações, fundamental para a compreensão do comportamento do solo durante sua compressão e conseqüente deformação. Com isto, impõe-se a necessária compreensão de modelagens numérica, ferramenta essencial para simular o comportamento de solos complexos, como as argilas moles, uma vez comprimidas em ambiente drenante artificial e, conseqüentemente, consolidadas

objetivando-se o geonrijecimento, ou seja, o melhoramento do solo mole, melhorando-se sua capacidade de carga. Em uma primeira etapa,, analisando-se o solo com pequenas deformações, torna-se impossível reproduzir ou estimar, no campo, as altas compressões impostas, durante a formação dos bulbos de compressão radial, via expansão de cavidades, no solo mole. Adicionalmente, também não se consegue calcular mudanças de volume impostas, o que é fundamental para a compressão do processo de geonrijecimento. De um modo geral, a diferença entre pequenas e grandes deformações é que, nesta última, as cavidades são incessantemente atualizadas, de modo a dar conta do enorme movimento que se processa no solo. Logo, para entender solos moles, torna-se necessário analisá-lo sob o prisma das grandes deformações. Por outro lado, a análise das grandes deformações é bastante documen-

tada, assim como seu procedimento, através de softwares de elementos finitos. Não vamos falar de modelos constitutivos mas sim da interação resistência/rigidez aplicadas ao solo mole. O foco da modelagem é feito com base no modelo constitutivo da argila e da turfa. No caso da argila surgem, por exemplo, os modelos tipo Camclay anisotrópico, segundo S.J. Wheeler, 2003. Para o caso da turfa não há, ainda, um modelo que traduza todo o aspecto fenomenológico pertinente, como a anisotropia, contribuição das fibras, etc. Não nos aprofundaremos neste assunto, pois é bastante cansativo, razão pela qual, utilizaremos um modelo constitutivo com base na resistência uniforme não drenada. Far-se-á uma simulação, com grande deformação, utilizando-se o Plaxis 2D 2012.01. Fica claro que, mesmo em modelos simples, resistência e rigidez são influenciadas diretamente com processo de compressão aplicado. Perceber-se-á que solos moles podem



Figura 2 - Melhoramento de solo mole realizado para construção de uma estrada.

Nomenclatura dos parâmetros geotécnicos a serem considerados no teste de uma fundação direta sobre solo mole

ρ	densidade
B	largura total da placa
p'	tensão efetiva isotrópica
q	tensão desviadora
q_{max}	tensão desviadora máxima
E	módulo de Young
$E_{50,u}$	módulo de Young para 50% da carga de rutura considerando carregamento não drenado
c	coesão
F_t	carga de rutura



Figura 3 - Melhoramento do solo mole na baixada de Jacarepaguá, RJ, para a construção da Cidade do Rock. Presença de solo ultramole. A seguir, a área levou 2,5m e aterro.

tornar-se tão rijos quanto solos compactos, mesmo se suas resistências forem idênticas. Este comportamento é importante, pois sugere que se propriedades como a resistência forem aplicadas, em projetos de geoenrijecimento, poder-se-á aumentá-la drasticamente. Um caso claro é, por exemplo, a investigação da estabilidade de um aterro sobre solo mole. Na prática, costuma-se omitir as grandes deformações, o que pode subestimar a estabilidade do aterro. Existem inúmeras formulações numéricas diferenciadas, disponíveis para se trabalhar com grandes deformações, como a de Lagrange atualizada, Lagrange total (1), a do método do ponto material (11), etc, desenvolvidas para aumentar a aplicabilidade em um grande espectro de problemas. O modelo a ser aplicado a seguir, é de um solo plástico, perfeitamente elástico. A rigidez elástica é confirmada no módulo de Young, E , e no coeficiente de Poisson ν .

Simulando uma fundação direta sobre solo mole orgânico

Trata-se de um teste, com análise simplificada, cujos parâmetros do solo mole fo-

ram obtidos em obras de melhoria de solos com geoenrijecimento. A resistência cisalhante do solo mole é da ordem de $7,5\text{kN/m}^2$, reproduzida com o modelo de Mohr-Coulomb padrão. O módulo de Young, não drenado, foi determinado a partir de testes triaxiais consolidados isotrópicos, figura 4.

Estimamos, para a condição de campo, que com $p' \approx 10\text{kN/m}^2$, o $E_{50} = 500\text{kN/m}^2$, é um valor realístico para o módulo de Young, juntamente com o coeficiente de Poisson de $0,495$. A simulação não considerou qualquer sobrecarga adicional no solo. A metade simétrica do problema foi modelada com larguras de faixa de $B/2=1$. Considerou-se, na simulação, uma camada de solo com profundidade de $2,5B$ e largura de $7,5B$. A base da camada de solo é lisa e a base do elemento de fundação foi considerada irregular, figura 5. Comparou-se o método das grandes deformações (Lagrange atualizado), com o das pequenas deformações. Para tal, utilizou-se um grande módulo de Young, $E=500.000\text{kN/m}^2$. A rigidez, com o método das pequenas deformações, é insignificante, ou seja $E=500\text{kN/m}^2$. A carga limite teórica, no elemento de

fundação, para condição de pequena deformação foi $F_t=(2+\pi)*c*B/2 \approx 38.562\text{kN/m}$ (3). No gráfico deslocamento-carregamento, a carga considerada foi dividida pela carga limite teórica e o deslocamento do elemento de fundação foi multiplicado por $E/(Bc)$, considerando-se uma situação adimensional, figura 6. Verificou-se, quando o solo torna-se resistente, que os resultados com grandes e pequenas deformações foram praticamente idênticas, pelo método das grandes deformações. O deslocamento absoluto difere, consideravelmente, nesta comparação, mas o mecanismo de rutura do solo mole e as consequentes tensões são similares. As soluções numéricas superestimaram, ligeiramente, as cargas de rutura teóricas. O mecanismo de rutura resultante, na figura 7, evidencia um mecanismo do tipo Prandtl, se considerarmos o solo com grande rigidez. A simulação, com grandes deformações, resultou na clássica solução com pequenas deformações. Se considerarmos o solo com pequena rigidez, haverá um aumento da carga, simulando-se grandes deformações, exatamente porque a alteração geométrica torna-se importante. A simulação, com pequenas deformações, embora produza solução clássica fornece, para solos moles, resultados pouco realistas. Na figura 7, o elemento de fundação situa-se a $0,75B$ abaixo da superfície, enquanto o mecanismo de deformação é máximo $0,8B$ abaixo da superfície. As deformações verticais, abaixo do elemento de fundação, chegam a 30%, impedindo uma abordagem com pequenas deformações.

Grandes deformações em solos moles

As curvas carregamento-deslocamento, para questões de rigidez, variam de 500kN/m^2 a 500.000kN/m^2 e são apresentadas na figura 9.

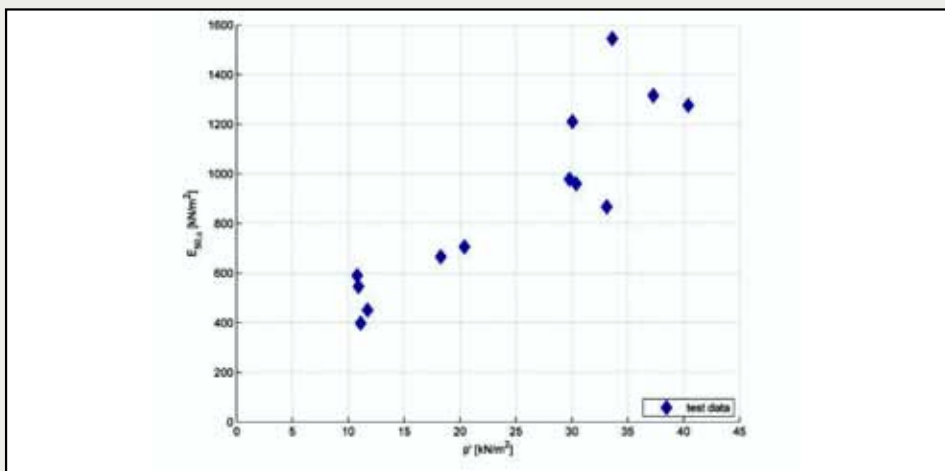


Figura 4 - Dados para o módulo de Young não drenado E_{50} .

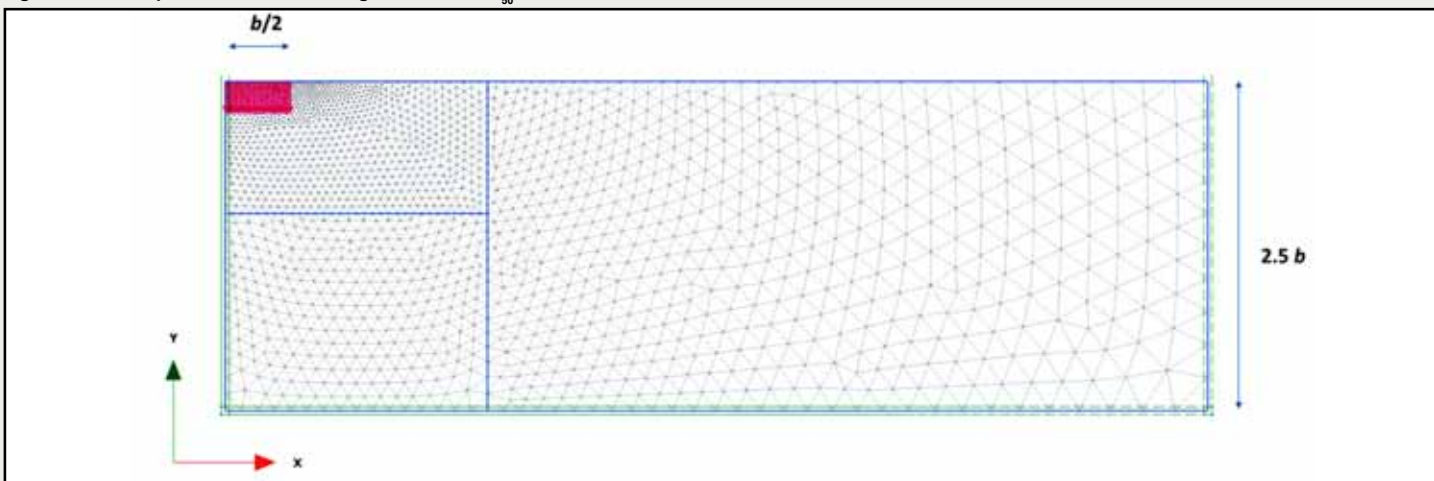


Figura 5 - Malha utilizada na análise.

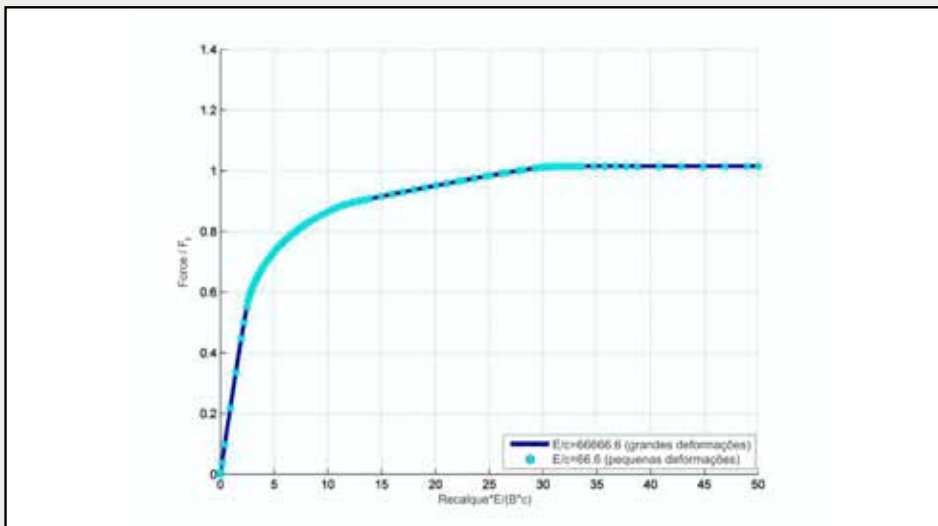


Figura 6 - Comparação carga-deslocamento para um solo rijo, nas grandes deformações, com um solo mole nas pequenas deformações.

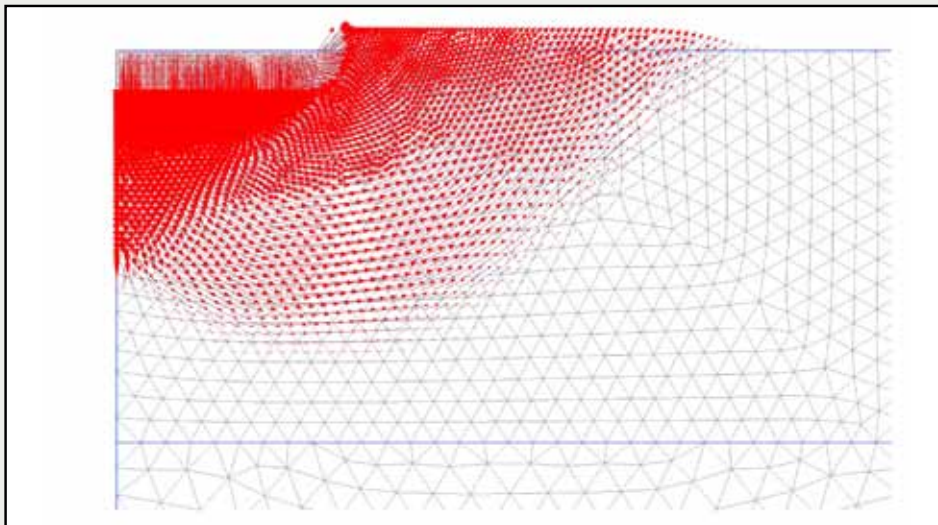


Figura 7 - Detalhe do incremento de deslocamento resultante na condição de rutura de um solo rijo (considerando grandes deformações).

A capacidade de carga do solo aumenta quando torna-se mais mole, não evidenciando valores estacionários. O mecanismo de rutura, na figura 10a, sendo solo mole, não é um mecanismo de Prandtl, mas sim de punção, similar ao encontrado por Nazem et al (9). Próximo ao elemento de fundação, encontram-se picos de incrementos de deslocamentos, o que não parece ser regular. Isto é causado tan-

to pela singularidade dos deslocamentos na extremidade do elemento de fundação ou deve-se à implementação do Lagrange atualizado. A capacidade de carga do elemento de fundação é influenciado por seus limites, na medida em que crescem os deslocamentos. A figura 10, evidencia mecanismos de rutura para solos moles, considerando-se limites inferiores lisos e irregulares. A figura 11 evidencia diferen-

ças nas curvas do carregamento para solos moles. Se considerarmos uma condição irregular na base, obtém-se um aumento de sua capacidade de carga. O mecanismo de deformação é maior e é claramente influenciado pelas condições da base. No caso de uma base lisa, existe um ponto onde o solo cede, a partir do elemento de fundação, até o limite inferior liso, além do fato de que a curva do carregamento torna-se menos íngreme para deslocamentos adicionais. Considerando-se esta geometria, a figura 9 evidencia a capacidade de carga do solo mole essencialmente maior, comparando-se com a análise limite clássica. A análise computacional deixa claro que não há apenas uma carga de rutura, exatamente porque após a deformação, ocorre uma redistribuição das tensões condicionada às condições limites. No solo mole, uma significativa deformação elástica, componente das deformações, permanece na condição de rutura e isto torna-se claro apenas com a abordagem do método das grandes deformações. A capacidade de carga, considerando-se o método das grandes deformações, não é apenas influenciada pelas propriedades da resistência e da dilatância (15) mas, também, pelas propriedades da rigidez, do peso e das condições do contorno. Fica claro, portanto, que a análise mecânica de solos moles necessita de formulação contínua, em grandes deformações, sem a qual não se consegue interpretá-lo. As expressões clássicas para a capacidade de carga, não são aplicáveis porque a elasticidade não pode ser omitida. A rigidez do solo mole é tão baixa, que torna-se necessário incorporar a mudança da geometria. Torna-se necessário, para solos moles, reconsiderar a definição da carga de rutura, em relação às condições de contorno, na medida em que obtém-se aumento monotônico na resistência cisalhante, quando se aumenta a deformação. Significa dizer que, necessita-se de uma abordagem mais específica do que a análise clássica de limites. A simulação numérica necessita de abordagem mais intensa para o método das grandes deformações, ao invés da formulação de Lagrange atualizada, exatamente porque a forma dos elementos não é controlada na formulação desejada. Adicionalmente, torna-se necessário desenvolver e testar modelos constitutivos para solos moles, pelo método contínuo das grandes deformações, de modo a concordar parâmetros e modelos numéricos.



Figura 8 -

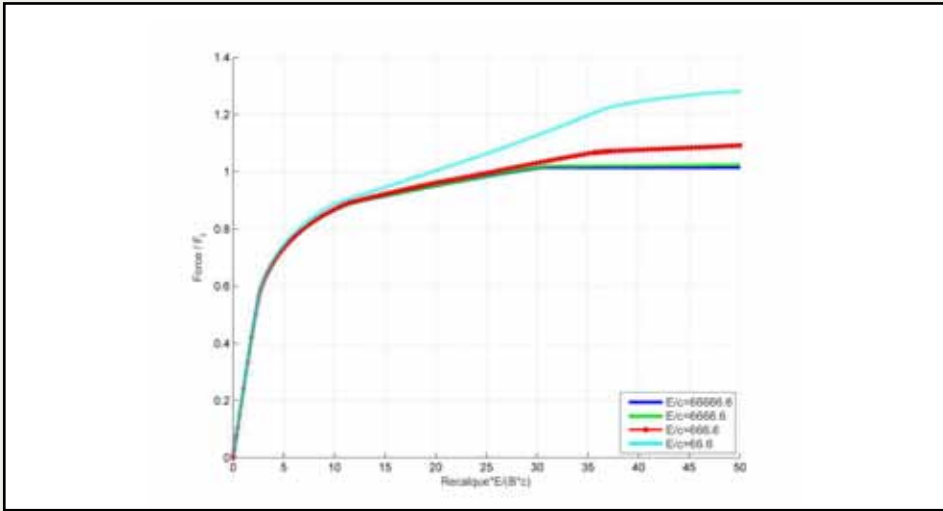


Figura 9 - Comparação dos gráficos carregamento-deslocamento, para solos no método das grandes deformações.

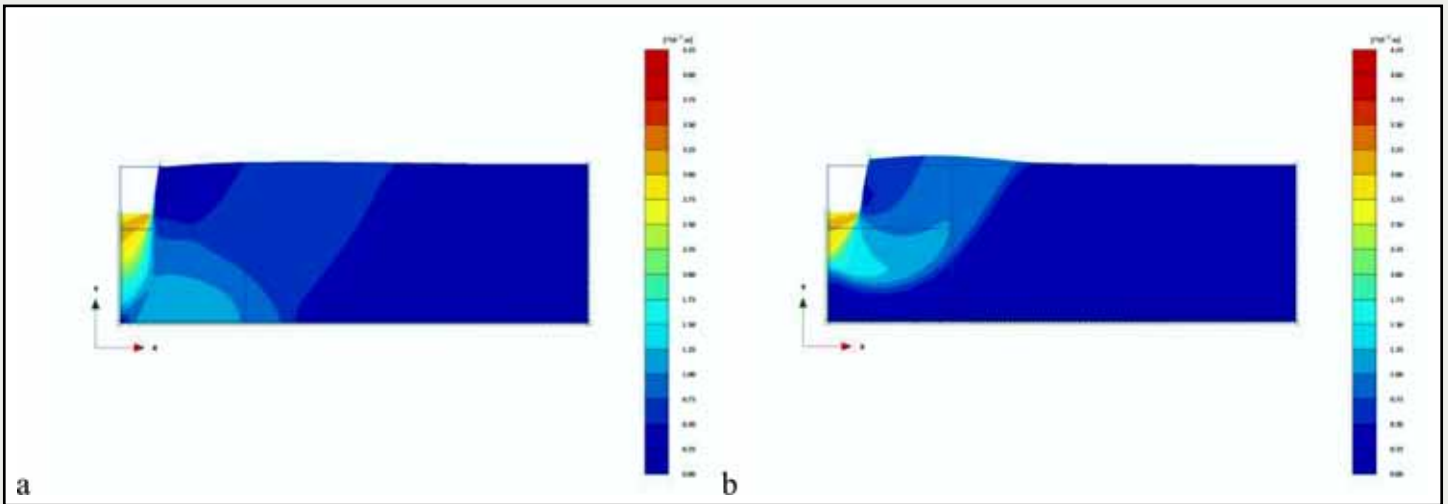


Figura 10 - O incremento de deslocamento resultante na rutura, considerando-se grandes deformações. a) resultados considerando-se uma base lisa. b) resultados considerando-se uma base irregular.

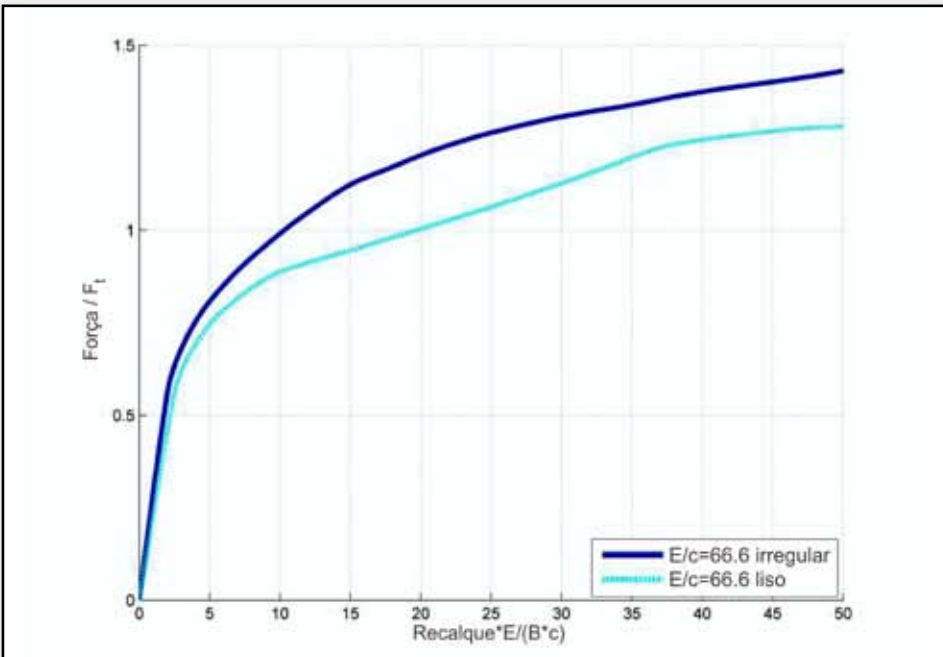


Figura 11 - Comparação dos gráficos carregamento-deslocamento para solos moles na metade das grandes deformações considerando-se limites inferiores lisos ou irregulares.

REFERÊNCIAS

- 1 Thomas Kim é engenheiro civil e trabalha com melhoraamento de solos moles..
- 2 Hans Teunissen, Modelling strains of soft soils, 2017.
- 3 K.J. Bathe, Finite element procedures, Upper Saddle River, New Jersey: Prentice Hall, 1996.
- 4 A. van Duinen, "SBW Werkelijke sterkte van dijken, WS01 Analyse veld- en laboratoriumonderzoek", Deltares-Report 1001463-022-GEO-0001 (in Dutch), 2010.
- 5 R. Hill, The mathematical theory of plasticity, Oxford: Oxford University press, 1950.
- 6 J. Huetink, On the simulation of thermo-mechanical forming processes, PhD thesis TU Twente, 1986.
- 7 H. van Langen, Numerical analysis of soil-structure interaction, PhD thesis TU Delft, 1991.
- 8 L.D. Libersky, A.G. Petschek, Smooth Particle Hydrodynamics with Strength of Materials, Advances in the Free Lagrange Method, Lecture Notes in Physics 395 (1990), 248-257.

- 9 L.D. Libersky, A.G. Petschek, A.G. Carney, Hipp T.C., Allahdadi J.R., High F.A., Strain Lagrangian hydrodynamics: a three-dimensional
- 10 SPH code for dynamic material response, J. Comput. Phys. 109 (1993), 67-75.
- 11 W.K. Liu, T. Belytschko, H. Chang., An arbitrary Lagrangian-Eulerian FE-method for path-dependent materials, Comp. Meth. App. Mech. Eng. 58 (1986), 227-245.
- 12 M. Nazem, D. Sheng, J.P. Carter, Stress integration and mesh refinement for large deformation in geomechanics, Int. J. Numer. Meth. Engng 65 (2006), 1002-1027.
- 13 W. Noh CEL: a time-dependent, two-space-dimensional, coupled Eulerian-Lagrangian code, Methods in Computational Physics 3, 1964, 117-179.
- 14 D. Sulsky, Z. Chen, H.L. Schreyer, A particle method for history-dependent materials, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering 118 (1994), 179-196.
- 15 J.A.M. Teunissen, On double shearing in friction, Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech. 31 (2007), 23-51.



UNIONTECH

TECNOLOGIA DE JUNTAS

UNIONTECH JUNTAS E IMPERMEABILIZAÇÕES LTDA.

Fone/Fax: (11) 2215-1313 / 2215-1325 E-mail: uniontech@uniontech.com.br

www.uniontech.com.br