

137 **julho**
julio
2016

GEOTECNIA



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica



EDITOR	EDITOR ASSOCIADO	EDITOR ASSOCIADO
José Couto Marques, FEUP, Portugal	Alberto Sayão, PUC-Rio, Brasil	Fernando Pardo de Santayana, CEDEX, Espanha
COMISSÃO EXECUTIVA / COMISIÓN EJECUTIVA		
Ana Cristina Sieira, UERJ, Brasil	César Sagaseta, U. Cantabria, Espanha	José Estaire, CEDEX, Espanha
Madalena Barroso, LNEC, Portugal	Paulo Cesar Maia, UENF, Brasil	Paulo Coelho, FCTUC, Portugal

A Revista Geotecnia foi publicada pela primeira vez em junho de 1971, com Úlpio Nascimento como fundador e José Folque como primeiro Diretor. Desde essa data tem vindo a publicar-se ininterruptamente, editando-se, em média, três números por ano. Em março de 2007 passou a ser editada conjuntamente pela SPG, ABMS e ABGE, desde março de 2011 pela SPG e ABMS e a partir de julho de 2014 pela SPG, ABMS e SEMSIG.

La Revista Geotecnia fue publicada por primera vez en junio de 1971, con Úlpio Nascimento como fundador y José Folque como primer Director. Desde esa fecha se viene publicando ininterrumpidamente, editándose, en media, tres números al año. En marzo de 2007 pasó a ser editada conjuntamente por la SPG, la ABMS y la ABGE; desde marzo de 2011 por la SPG y la ABMS; y a partir de julio de 2014 por la SPG, la ABMS y la SEMSIG.

COMISSÃO EDITORIAL/COMISIÓN EDITORIAL 2015-2016

Alexandre Gusmão, UPE, Recife, Brasil	Jorge Castro González, U. Cantabria, Santander, Espanha
Alexandre Pinto, JetSJ Geotecnia, Lisboa, Portugal	Jorge Vasquez, EDIA, Beja, Portugal
Alexandre Saré, BP, Houston, EUA	Jorge Zegarra Pellane, PUCP, Lima, Perú
Almudena da Costa García, U. Cantabria, Santander, Espanha	José Leitão Borges, FEUP, Porto, Portugal
André Lima, UVA, Rio de Janeiro, Brasil	José Mateus de Brito, Cenor Consultores, Lisboa, Portugal
Anna Laura Nunes, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil	José Neves, IST, Lisboa, Portugal
Antonio Lloret Morancho, UPC, Barcelona, Espanha	Leonardo De Bona Becker, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil
António Roque, LNEC, Lisboa, Portugal	Luis García Castillo, U. Burgos, Burgos, Espanha
António Viana da Fonseca, FEUP, Porto, Portugal	Luis Medina Rodríguez, U. Coruña, La Coruña, Espanha
Armando Antão, FCT-UNL, Caparica, Portugal	Luiz Antônio Bressani, UFRGS, Porto Alegre, Brasil
Áurea Peruchó Martínez, CEDEX, Madrid, Espanha	Marcos Arroyo Álvarez de Toledo, UPC, Barcelona, Espanha
Bernardo Caicedo, U. de los Andes, Bogotá, Colombia	Maria da Graça Lopes, ISEL, Lisboa, Portugal
Carlos Henrique Medeiros, UEFES, Bahia, Brasil	Maria de Lurdes Lopes, FEUP, Porto, Portugal
Celso Lima, EDP Produção, Porto, Portugal	Michéle Casagrande, PUC, Rio de Janeiro, Brasil
Christiano Farias Teixeira, VALE, Belo Horizonte, Brasil	Monique Sobral, Maccaferri, Rio de Janeiro, Brasil
Claudio Mahler, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil	Nuno Guerra, FCT-UNL, Caparica, Portugal
Cristina Schmidt, Huesker, S. José dos Campos, Brasil	Paulo Albuquerque, UNICAMP, Campinas, Brasil
Dávor Simic Sureda, UPM, Madrid, Espanha	Paulo da Venda Oliveira, FCTUC, Coimbra, Portugal
Deane Roehl, PUC, Rio de Janeiro, Brasil	Paulo Henrique Dias, SEEL, Rio de Janeiro, Brasil
Denise Gerscovich, UERJ, Rio de Janeiro, Brasil	Paulo Lopes Pinto, FCTUC, Coimbra, Portugal
Diego Manzanal, CONICET, Buenos Aires, Argentina	Pedro Guedes de Melo, Consulgeo, Lisboa, Portugal
Edgar Odebrecht, UDESC, Joinville, Brasil	Percy Durand Neyra, U. Sevilla, Sevilla, Espanha
Eduardo Fortunato, LNEC, Lisboa, Portugal	Rafael Jiménez Rodríguez, UPM, Madrid, Espanha
Efraín Ovando Shelley, UNAM, México	Rafaela Cardoso, IST, Lisboa, Portugal
Ennio Marques Palmeira, UnB, Brasília, Brasil	Raul Espinace Abarzúa, PUC de Chile, Valparaíso, Chile
Eurípedes Vargas Jr, PUC, Rio de Janeiro, Brasil	Ricardo Resende, ISCTE-IUL, Lisboa, Portugal
Herminia Cano Linares, CEDEX, Madrid, Espanha	Rubén Ángel Galindo Aires, UPM, Madrid, Espanha
Isabel Reig Ramos, UPM, Madrid, Espanha	Tácio Campos, PUC, Rio de Janeiro, Brasil
Izabel Duarte Azevedo, UFV, Viçosa, Brasil	Telmo Jeremias, LNEC, Lisboa, Portugal
Javier Moreno Robles, CEDEX, Madrid, Espanha	Tiago Miranda, U. Minho, Guimarães, Portugal
Jean Vaunat, UPC, Barcelona, Espanha	Waldemar Hachich, USP, São Paulo, Brasil
João Paulo Bilé Serra, LNEC, Lisboa, Portugal	Wilson Alvarenga Lacerda, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil
Jorge Cañizal Berini, U. Cantabria, Santander, Espanha	

 SPG A/ LNEC Av. do Brasil, 101 1700-066 Lisboa, Portugal Tel.: (+351) 21 844 3859 Fax: (+351) 21 844 3021 E-mail: spg@lnec.pt http://www.spggeotecnia.pt	 ABMS Av. Prof. Almeida Prado, 532 IPT – Prédio 11 Cidade Universitária 05508-901 São Paulo-SP, Brasil Tel./Fax: (+55 11) 3768 7325 E-mail: abms@abms.com.br http://www.abms.com.br	 SEMSIG CEDEX, Laboratorio de Geotecnia C/ Alfonso XII, 3 28014 Madrid, Espanha Tel.: (+34) 91 335 7500 Fax: (+34) 91 335 7322 E-mail: info@semsig.org http://www.semsig.org
--	--	---

- | | | |
|------------|--|---|
| 3 | Editorial | José Couto Marques |
| 5 | Desenvolvimento da Geotecnia. Algumas perspectivas específicas (1) | Antônio Silva Cardoso
Pedro Alves Costa |
| 47 | Efeito do zinco e cobre na desagregação de seis solos do Distrito Federal, Brasil | Newton Moreira de Souza
Maria Eugenia Gimenez Boscov
Cláudia Marcia Coutinho Gurjão |
| 63 | Argila siltosa profunda de Rio Grande – Análise da variação de parâmetros geotécnicos | Cristina Lemos Goularte
Cezar Augusto Burkert Bastos
Cláudio Renato Rodrigues Dias |
| 79 | Determinação do quake do fuste de estacas pré-moldadas de concreto através de provas de carga estática e ensaios de carregamento dinâmico | Daniel Kina Murakami
Faiçal Massad |
| 99 | Avaliação da durabilidade de geossintéticos através de equipamento de degradação em laboratório | Paulo Cesar de Almeida Maia
Raquel Ofrante Salles
Gustavo de Castro Xavier |
| 113 | Modelagem geoestatística aplicada à elaboração de modelos geológicos | Bruno Rodrigues de Oliveira
Gabriela Branquinho Antônio |
| 125 | Mapeamento de valores de N_{SPT} como subsídio ao planejamento de linhas de transmissão na Amazônia Oriental | Reinis Osis
Rodolfo Mendes de Lima
Maíra Dzedzej
Afonso Henriques Moreira Santos
Luiz Czank Junior
Eden Luiz Carvalho Junior
Leandro Silva Rodrigues |
| 141 | Investigação geotécnica por meio dos métodos geofísicos SP, Eletrorresistividade e GPR | Herson Oliveira da Rocha
Lúcia Maria da Costa e Silva
João Andrade dos Reis Júnior |

Editorial

José Couto Marques

Editor da Revista Geotecnia (2012-2016)

Com o presente número chega ao seu termo o mandato da equipa editorial responsável pelo quadriénio 2012-2016, que foi marcado pela abertura da Revista Geotecnia ao mundo geotécnico de língua espanhola.

Este é o momento de agradecer a generosa contribuição recebida de todos os Autores e de todos os Revisores, sem a qual não teria sido possível passar de menos de 100 para mais de 150-160 páginas por número, e também de relevar o excelente apoio prestado pelos profissionais da Solucionário e da Cor Comum, que foi fundamental para garantir quer a funcionalidade da plataforma informática, quer a pontualidade na publicação. Uma grata palavra é também devida às Empresas que têm continuado a apostar na Revista para a divulgação da sua atividade.

Numa nota mais pessoal, quero agradecer à Direção cessante da SPG, na pessoa do Presidente José Luís Machado do Vale, a confiança em nós depositada; ao Armando Antão, a iniciação nos segredos editoriais; ao Alberto Sayão, ao António Silva Cardoso e ao Fernando Pardo de Santayana, a constante disponibilidade para o aconselhamento amigo; e, *last but not the least*, à Madalena Barroso, pela permanente boa disposição e inexcedível profissionalismo, que muito contribuíram para levar esta nau a bom porto.

Termino manifestando o meu apoio à nova equipa, liderada pelo António Correia, a quem desejo as maiores felicidades e, em especial, sucesso na indexação da Revista Geotecnia.

Con este número llega a su fin el mandato del equipo editorial responsable por el cuatrienio 2012-2016, que fue marcado por la apertura de la Revista Geotecnia al mundo geotécnico de lengua española.

Este es, pues, el momento de agradecer la generosa contribución recibida de todos los Autores y de todos los Revisores, sin la cual no habría sido posible pasar de menos de 100 a más de 150-160 páginas por número, y también de saludar el excelente apoyo prestado por los profesionales de Solucionário y de Cor Comum, que fue clave para asegurar tanto la funcionalidad de la plataforma informática, como la puntualidad en la publicación. Es necesario, igualmente, darle las gracias a las Empresas que hacen de la Revista vehículo de difusión de su actividad.

En una nota más personal quisiera agradecer a la Dirección saliente de la SPG, en la persona del Presidente José Luís Machado do Vale, la confianza depositada en nosotros; a Armando Antão, la iniciación en los secretos editoriales; a Alberto Sayão, a António Silva Cardoso y a Fernando Pardo de Santayana, la constante disponibilidad para el consejo amigo; y, *last but not the least*, a Madalena Barroso, por el permanente buen humor e inigualable profesionalidad que mucho ha contribuido a llevar este barco a buen puerto.

Concluyo expresando mi apoyo al nuevo equipo, dirigido por António Correia, a quien deseo los mayores éxitos y, en especial, fortuna en la indexación de la Revista Geotecnia.

José Couto Marques

DESENVOLVIMENTO DA GEOTECNIA. ALGUMAS PERSPETIVAS ESPECÍFICAS (1)

Emerging trends in geotechnical engineering – Part 3

António Silva Cardoso*

Pedro Alves Costa**

RESUMO – A engenharia geotécnica é um dos primeiros domínios técnico-científicos a intervir em qualquer projeto de infraestruturas ou de desenvolvimento urbano, sendo, muitas vezes, o mais importante. No decurso dos tempos muitas inovações metodológicas, analíticas, numéricas e tecnológicas foram sendo descobertas e utilizadas nas investigações de campo e de laboratório e nas áreas da análise, do projeto e da construção de estruturas geotécnicas. Os campos em que a geotecnia tem forte intervenção e onde essas inovações foram sendo introduzidas são muito vastos e espraia-se por escalas muito diversas. A globalização mundial, a utilização não sustentável dos recursos, as alterações ambientais causadas por razões antrópicas, o aumento dos desastres naturais e a carência de infraestruturas para dar resposta às necessidades das populações criam um quadro que condiciona decisivamente a evolução da engenharia geotécnica. Neste conjunto de quatro artigos perspetiva-se o futuro da geotecnia: parte-se de uma caracterização, feita no 1º artigo, das diversas condicionantes, tanto sociais, económicas e ambientais, como geotécnicas, e das necessidades das sociedades humanas, sumariadas no 2º artigo, e apontam-se vias de desenvolvimento futuro consideradas como as mais relevantes.

SYNOPSIS – Geotechnical engineering is one of the first technical and scientific fields to intervene in any infrastructure or urban development project and, in many cases, it is the most important. In the course of time many methodological, analytical, numerical and technological innovations have been discovered and used in field and laboratory investigations and in the areas of analysis, design and construction of geotechnical structures. The fields in which geotechnics has strong intervention and where these innovations have been introduced are very large and spread out over very different scales. The world globalization, the unsustainable use of resources, the climate change caused by human activities, the increase of natural disasters and the lack of infrastructure to meet people's needs influence decisively the evolution of geotechnical engineering. In this set of four papers, a perspective of the future of geotechnics is outlined, starting with the characterization of various conditioning factors and of the needs of human societies.

PALAVRAS CHAVE – Engenharia geotécnica, tendências emergentes.

1 – INTRODUÇÃO

Num conjunto sequencial de quatro artigos fornece-se uma perspetiva do desenvolvimento futuro da geotecnia, partindo de uma caracterização das condicionantes sociais, económicas e ambientais atuais e das necessidades das sociedades humanas. A este propósito é relevante o que, em 2011, disse Peter Hansford ao tomar posse como Presidente da *Institution of Civil Engineers*: “(...) *Continuamos a precisar de mais infraestruturas de transporte, (...) de mais capacidade de geração de energia, de melhores instalações hidráulicas e de recolha e tratamento de resíduos e*

* Professor, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto. E-mail: scardoso@fe.up.pt

** Professor Auxiliar, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto. E-mail: pacosta@fe.up.pt

de todos os outros ingredientes essenciais para apoiar a nossa economia. Em todo o mundo, as comunidades humanas precisam desesperadamente de novas infraestruturas ou de melhoramento das existentes para suportar uma população mundial em crescimento para 9 mil milhões de pessoas em 2050 (...)”.

A perspetiva que se desenvolve no conjunto de textos é, naturalmente, parcelar e incompleta, não pretendendo mais do que, por um lado, enunciar um conjunto de fatores condicionantes, tanto sociais, económicos e ambientais, como próprios da disciplina, isto é, geotécnicos, e, por outro lado, apontar vias de desenvolvimento futuro que aos autores parecem, umas (as condicionantes) e outras (as vias de desenvolvimento), das mais relevantes. Por isso, como não podia deixar de ser, é uma perspetiva pessoal, condicionada pelos interesses e pela experiência dos autores.

No primeiro artigo trata-se as questões de enquadramento (Cardoso, 2015). No segundo artigo procede-se a uma breve caracterização das necessidades infraestruturais mundiais, usando dados elaborados por organizações nacionais e internacionais que incluem estimativas quantificadas, e enuncia-se perspetivas genéricas para a evolução da geotecnia (Cardoso, 2016). Nos dois últimos artigos aponta-se rumos focalizados em certos temas (perspetivas específicas), que aos autores parecem interessantes e úteis para o futuro.

Nas duas secções seguintes do presente artigo traça-se uma perspetiva envolvente das questões específicas que dizem respeito ao desenvolvimento da geotecnia: i) em 2 aborda-se as relativas aos domínios base fundamentais da geotecnia; ii) em 3 refere-se as que envolvem outros domínios, mais diretamente relacionados com a resolução de problemas, sem qualquer preocupação de exaustividade que, aliás, seria impossível, dados os vastíssimos campos por onde se espalha a geotecnia.

Depois trata-se com mais detalhe algumas das questões referenciadas de forma genérica. Obviamente essa abordagem é muito parcelar e enviesada, até porque está inevitavelmente condicionada pelas preferências dos autores e pelas suas capacidades para as abordar.

O documento da NRC (2006) que tem sido citado neste trabalho dá significativa relevância à identificação das novas ferramentas e tecnologias que fornecem as bases para se poder encontrar soluções para colmatar as lacunas existentes e enfrentar novas aplicações. Dada a importância atual e futura dessas tecnologias, entendeu-se que no presente trabalho se devia tratar esses assuntos, seguindo de perto o citado documento. Tal é feito na secção 4 (Novas tecnologias) e inclui considerações sobre a aplicação à geotecnia da biotecnologia, dos métodos geofísicos, da deteção remota, das tecnologias da informação, dos sensores e sistemas de observação e da nanotecnologia. Depois são abordados os seguintes assuntos: modelos constituintes, na secção 5, e metodologias de análise e de resolução de problemas, na secção 6.

Questões relativas ao melhoramento e reforço de solos e à energia geotérmica são tratadas no quarto e último artigo da série.

2 – DOMÍNIOS BASE FUNDAMENTAIS

Em 1936 Terzaghi (1936) escreveu o seguinte: *“In soil mechanics the accuracy of computed results never exceeds that of a crude estimate, and the principal function of the theory consists in teaching us what and how to observe in the field”*. 80 anos depois é óbvio que algumas das condicionantes que, à data, contribuíam para fazer desta sentença uma realidade já foram superadas, mas, outras, ainda não o foram. Com efeito, apesar de, desde então, ter havido um enorme desenvolvimento dos conceitos e das teorias que enformam a geotecnia e das capacidades de cálculo, subsiste a dificuldade fundamental de caracterizar a variabilidade dos solos, razão pela qual os engenheiros geotécnicos continuam a sofrer de falta de informação. Por isso, mesmo os resultados de cálculos com modelos numéricos muito sofisticados continuam ainda a ser estimativas mais ou menos rudes da realidade.

Assim, tendo em vista a aspiração de melhorar a aderência das previsões à realidade, é fácil para um engenheiro geotécnico enunciar os desafios fundamentais do domínio técnico-científico em que trabalha:

- 1) caracterização geotécnica dos terrenos, incluindo a sua variabilidade espacial, a qual deve contemplar todas as variáveis com importância para o problema em consideração;
- 2) melhor compreensão do comportamento complexo dos terrenos, incluindo a influência do tempo; a compreensão abrangente e completa das características e dos comportamentos dos solos e das rochas e o desenvolvimento de novas soluções eficazes, eficientes e económicas para problemas de geo-engenharia deve considerar não apenas as interações mecânicas, mas também as de outro cariz: térmicas, químicas e elétricas (NRC, 2006); neste âmbito devem incluir-se quer os solos que não se enquadram nos paradigmas tradicionais (solos residuais, solos não saturados, etc.) quer os solos locais (Rocca *et al.*, 2006; Terzariol, 2009; Francisca, 2011); em algumas circunstâncias o conhecimento do comportamento dos geomateriais em ambientes extremos é também imprescindível (NRC, 2006);
- 3) melhorar a quantificação das variabilidades associadas à caracterização (das propriedades físicas e químicas, atendendo à distribuição espacial e ao efeito temporal) e, de um modo geral, melhorar a estimação de todas as incertezas que envolvem o processo decisório e desenvolver melhores métodos para avaliar os impactos potenciais dessas incertezas sobre as decisões de engenharia, ou seja, na análise de risco para a tomada de decisões de engenharia; com efeito, subsiste a incapacidade de traduzir a compreensão fundamental da física e da química dos solos e das rochas e do comportamento dos sistemas particulados em metodologias e processos que permitam quantificar as propriedades necessárias à análise de engenharia dos materiais; diante desses condicionalismos, os paradigmas para lidar com as incertezas resultantes são mal compreendidos e, ainda mais, mal praticados.

Os autores consideram que se perspetiva a possibilidade de se encontrar boas respostas para estes três problemas fundamentais baseadas em:

- utilização dos métodos geofísicos, em campo e em laboratório;
- utilização de ensaios de laboratório com capacidade de controlar diferentes trajetórias de tensão e de medir com elevada precisão o que se passa, havendo a mínima interferência dos equipamentos de medição no comportamento;
- emprego de métodos de análise que permitem modelar o conjunto de partículas e nessa medida permitem melhor estudar os fenómenos a nível local e os reflexos destes para o nível macroscópico; claro que, de momento, estes estudos têm essencialmente um caráter teórico, visando sobretudo a melhor compreensão dos fenómenos;
- desenvolvimento de metodologias para consideração da variabilidade nos procedimentos de análise e de conceção;
- incorporação das análises de risco nos processos de desenvolvimento dos projetos.

Mais adiante algumas das metodologias e tecnologias agora brevemente referidas são abordadas mais em pormenor.

3 – OUTROS DOMÍNIOS

Mas as perspectivas de evolução da Geotecnia não se cingem aos três domínios fundamentais referidos na secção anterior. Com efeito, outras e muito diversificadas perspectivas futuras se abrem quando se procede à análise das lacunas que permanecem e continuam a desafiar a prática da geo-engenharia. Nestas matérias é conveniente pesquisar o que foi escrito anteriormente: nos parágrafos subsequentes enumeram-se algumas das perspectivas que têm sido apontadas por diversos autores, não se voltando a referir as já enunciadas no ponto anterior.

Num texto intitulado *Geotechnics: the next 60 years*, Simpson e Tatsuoka (2008) preveem que o futuro da construção geotécnica será muito ativo, contemplando a aplicação de processos e metodologias correntemente em uso e de muitos desenvolvimentos e inovações tendo como objetivo comum e primordial a redução do consumo de energia e das emissões de dióxido de carbono. Mais especificamente indicam que:

- são de esperar avanços em todos os tipos de obras geotécnicas, incluindo as obras subterrâneas e as fundações; tais avanços contemplarão igualmente novos métodos construtivos (Francisca, 2011);
- os métodos de melhoramento e reforço de solos deverão sofrer uma evolução muito importante, conjuntamente com técnicas mais avançadas de reutilização de terrenos contaminados (NRC, 2006), incluindo tecnologias nano-bio-geotécnicas (Nelson, 2013);
- avanços em computação, instrumentação e comunicação fornecerão novas oportunidades de melhoramento dos processos atuais (NRC, 2006; ASCE, 2007).

Existe uma grande conjugação de ideias (NRC, 2006; Chowdhury & Flentje, 2007; Simpson & Tatsuoka, 2008; Francisca, 2011; Brandl, 2011; Misra & Basu, 2011; Nelson, 2013; etc.) no que concerne ao futuro promissor da área do melhoramento e reforço de terrenos. Vem a propósito referir que dos 5 projetos nacionais franceses de investigação em geotecnia apresentados na 18th ICSMFE (Schlosser *et al.*, 2013) 3 dizem respeito a técnicas de melhoramento e reforço de solos – pregagens em solos (CLOUTERRE), estacas raiz / conjuntos de microestacas (FOREVER) e reforço de solos de fundação por inclusões rígidas – e um quarto, relativo à cravação dinâmica de estacas (VIBROFONÇAGE), também tem aplicações no domínio do melhoramento de solos arenosos, embora o seu campo de aplicação seja mais vasto.

Por sua vez, Clough (2006) salienta que os avanços das tecnologias permitem tratar problemas fundamentais que não puderam ser abordados antes devido a não haver meios para o fazer. Alguns exemplos: i) melhorar o conhecimento dos sistemas multifásicos complexos como os solos através da simulação molecular dos componentes, água, ar, partículas sólidas, minerais de argila, matéria orgânica, etc.; ii) mantendo sempre uma perspectiva 3D, estudar o comportamento de estruturas geotécnicas complexas, desde a nano-estrutura básica, passando pela escala microscópica (para, por exemplo, se perceber como os maciços terrosos mobilizam a resistência em alguma zonas enquanto noutras a resistência diminui para níveis residuais), até à visualização sequencial de como as deformações são induzidas pelos diferentes processos construtivos; iii) os avanços na capacidade de computação permitem a criação de sistemas *on line* de recolha e tratamento da informação por forma a melhorar a capacidade de ajustar os projetos às condições locais, apenas totalmente expostas no decurso da execução (método observacional).

No que respeita às estruturas subterrâneas, Nelson (2013) refere serem necessários: i) desenvolvimentos computacionais alternativos a ensaios de custo elevado que permitam estudar o efeito de escala presente na maioria dos maciços rochosos e melhor compreender a mecânica da fratura e o mecanismo de corte das rochas; ii) avanços na compreensão do comportamento das estruturas subterrâneas ao longo do tempo, aspeto chave para a avaliação da sustentabilidade e resiliência, que implica necessariamente o longo prazo; iii) o comportamento dos sistemas de

impermeabilização de obras subterrâneas precisa de ser melhor compreendido, incluindo o longo prazo (ciclo de vida); iv) uso de novos materiais e tecnologias para a reabilitação e prolongamento da vida útil das infraestruturas subterrâneas existentes; v) desenvolvimento de modelos probabilísticos para o projeto de estruturas subterrâneas contemplando a vida útil e incorporando o custo, o impacto, os recursos necessários, as contingências e os riscos.

As análises prospetivas apontam no sentido de que prosseguirão no futuro, podendo mesmo agravar-se, as tendências atuais de existir no mundo situações sociais e ambientais com níveis elevados de riscos de diversa índole. Os engenheiros civis são chamados a estar na linha da frente do desenvolvimento de metodologias e procedimentos adequados para gerir e mitigar os riscos (ASCE, 2007). Tal exige, por um lado, o desenvolvimento de metodologias robustas de determinação da probabilidade de ocorrência de fenómenos adversos – o que implica melhorar a capacidade de caracterizar as incertezas, espaciais e temporais, condicionantes das roturas catastróficas causadas por eventos naturais extremos como sismos, tempestades, etc. (Chowdhury & Flentje, 2007), desenvolver metodologias para caracterização da variabilidade dos solos, incluindo a espacial, etc. – e, por outro lado, o estabelecimento de procedimentos fiáveis e robustos de avaliação das consequências dessas ocorrências, qualquer que seja o seu cariz – social, económico, tecnológico, etc. –, tarefa complexa e profundamente multidisciplinar.

Relativamente à avaliação da resiliência das comunidades urbanas, Nelson (2013) aponta os seguintes desenvolvimentos futuros, entre outros: i) sistemas de informação que relacionem todos os elementos de caracterização das cidades; ii) modelos computacionais que suportem a investigação sobre o comportamento interdependente dos diferentes setores e modelem a resposta integrada dos sistemas urbanos a eventos extremos, isto é, que estimem a resiliência.

Francisca (2011) salienta que a engenharia geotécnica vai ter de dar o seu contributo na resolução de problemas centrais da civilização atual:

- aumento da população urbana coloca problemas ambientais complexos, em consequência da alteração do uso da terra, do aumento da poluição do ar, da água e do solo e da geração e acumulação de resíduos;
- congestionamento das áreas urbanas obriga a que se tenha que projetar e construir estruturas geotécnicas em condições difíceis (solos instáveis, encostas inclinadas e com instabilidades, problemas de erosão, impermeabilização de solos, riscos de inundação, etc.) e reciclar os materiais resultantes das demolições;
- nos países menos desenvolvidos, os engenheiros geotécnicos serão confrontados com a necessidade de dar resposta a necessidades urgentes mais do que lidar com novos e inovadores desafios, particularmente nas áreas do desenvolvimento das infraestruturas civis, da mitigação de desastres naturais e da gestão de resíduos;
- em suma, o âmbito da profissão de engenheiro geotécnico ampliar-se-á no futuro próximo em resposta à procura gerada pelos novos problemas, tais como as mudanças climáticas, a procura de água potável e de energia, o crescimento da população e a necessidade do uso racional e otimizado dos recursos de forma a se alcançar um desenvolvimento sustentável.

Globalizando este conjunto de preocupações, o NRC (2006) entende que a geo-engenharia se deve concentrar nos problemas associados à recuperação dos recursos globais e aos efeitos globais da utilização desses recursos. Nesta linha, a das questões relacionadas com a sustentabilidade, para além dos já referidos, são igualmente domínios de investigação e de aplicação os seguintes (NRC, 2006; Misra e Basu, 2011):

- 1) aplicação de materiais alternativos;
- 2) reutilização e reciclagem de materiais (Nelson, 2013);

- 3) desenvolvimento de técnicas de melhoramento de terrenos ambientalmente “amigáveis”;
- 4) uso eficiente do espaço subterrâneo;
- 5) reutilização de fundações;
- 6) geotecnologia associada à energia (*energy geotechnology*).

Vale a pena comentar um pouco mais este último domínio. A geotecnologia associada à energia (*energy geotechnology*) é uma subárea da geotecnia, proposta recentemente, com o propósito de agregar todos os temas que tenham a ver com a energia, constituindo-se assim como um componente essencial de uma estratégia de desenvolvimento sustentável da energia. Os temas incluídos nessa subárea são (Santamarina & Cho, 2011; Fragasz et al. 2011):

- a) produção de energia
 - prospeção e exploração de combustíveis fósseis (petróleo, gás e carvão);
 - questões geotécnicas associadas à exploração da energia nuclear;
 - desenvolvimento de estruturas para a produção de energias renováveis (vento, sobretudo);
 - energia geotérmica (furação, fracturação, permutação de calor, estacas, otimização, etc.);
 - neste contexto a engenharia geotécnica marítima (*offshore geotechnical engineering*) ganha relevância (Randolph, 2005; Randolph et al., 2011; Jardine, 2013 e 2014);
- b) armazenamento geológico
 - captura de CO₂ (Boyd, 2008);
 - armazenamento de energia (ar comprimido contido em depósitos subterrâneos, etc.);
 - resíduos, designadamente radioativos;
- c) remediação geo-ambiental (fenômenos e métodos bio-químico-geológicos)
- d) eficiência e conservação
 - tecnologias construtivas energeticamente eficientes; métodos para reduzir a energia envolvida no desenvolvimento dos projetos de engenharia (*life cycle assessment*);
 - bio-mimetização (raízes de árvores, processos usados por animais e plantas, etc.).

As questões técnicas envolvidas neste domínio requerem análises a escalas muito diversas, consideração de grandes dimensões espaciais e temporais e consideração de processos acoplados hidro-bio-químo-termo-mecânicos (Santamarina e Cho, 2011; Santamarina, 2012 e 2014).

Shackelford (2005) enumera alguns dos problemas geotécnicos associados às questões ambientais: i) comportamento a longo prazo dos sistemas de contenção de resíduos (aterros sanitários); ii) aplicação de materiais alternativos como barreiras impermeáveis; iii) desenvolvimento de materiais e de barreiras inovadoras; iv) novo perfil de resíduos; v) importância dos processos biológicos (aterros sanitários com melhoramento das condições de decomposição dos resíduos, biorremediação, etc.); vi) capacidade de modelação e previsão; vii) necessidade de identificação profissional dos geotécnicos ambientais.

A enumeração do que Brandl (2011) entende serem “desafios fundamentais” (*key challenges*) para a engenharia civil e para a geotecnia é vasta e inclui boa parte dos temas já referidos anteriormente: i) infraestruturas de transportes e de tráfego (construção e manutenção); ii) gestão da água; iii) gestão de recursos; iv) gestão de resíduos (sólidos e líquidos); v) prevenção e mitigação de riscos; vi) gestão de cursos de água; vii) produção de energia; viii) sistemas de irrigação; ix) ecologia urbana e industrial; x) regeneração de terrenos; xi) remediação de terrenos abandonados e contaminados; xii) renaturalização de áreas mineiras; xiii) tecnologias construtivas subterrâneas ambientalmente corretas; xiv) engenharia marítima (portuária, costeira, etc.).

Por fim saliente-se que nos contributos que têm que dar para a definição das soluções mais adequadas, os engenheiros e, em particular, os geotécnicos devem tomar em consideração as novas tecnologias e as novas abordagens para resolver melhor os seus problemas, de forma mais rápida e mais barata. Sem embargo, como muito bem chama a atenção Long (2006), apesar dos novos contextos e condicionantes, não se deve esquecer que problemas tradicionais resolvidos no passado continuam a precisar de ser resolvidos e que muitas das técnicas e das tecnologias então usadas mantêm a sua validade. Este aspeto deve ser devidamente acautelado nos programas de educação dos engenheiros.

Também compete aos engenheiros informar/educar a sociedade sobre as limitações das novas tecnologias, contribuindo para a gestão adequada das expectativas e para que possam ser tomadas decisões adequadas sobre o modo como as infraestruturas podem ser construídas (ASCE, 2007).

4 – NOVAS TECNOLOGIAS

4.1 – Preâmbulo

Os avanços tecnológicos, nomeadamente nas designadas, na terminologia da Comissão Europeia, “tecnologias facilitadoras essenciais” [*KET's - key enabling technologies: Micro- and Nano-electronics, Advanced Materials, Nanotechnology, Biotechnology, Photonics, Advanced Manufacturing Systems*] têm vindo a abrir novos caminhos, e continuarão a fazê-lo no futuro, que permitem a conceção de novas abordagens que facultam aos engenheiros civis e, em particular, aos geotécnicos, a possibilidade de definir e usar soluções inovadoras, quer para problemas tradicionais, quer para problemas que são colocados designadamente pelo aumento da urbanização das populações, pelas mudanças globais e locais no ambiente da Terra e pelas necessidades de abastecimento de água potável e de energia livre de emissões poluentes.

Em 2006 o *National Research Council* dos Estados Unidos patrocinou a elaboração de um estudo (NRC, 2006) muito importante e abrangente sobre a aplicação de novas tecnologias ao domínio da geo-engenharia, considerando-se incluídos neste domínio todos os tipos de engenharia que lidam com materiais naturais (da Terra), como a engenharia geotécnica, a engenharia geológica, a engenharia hidrológica e as partes relacionadas com a Terra da engenharia de petróleo e da engenharia de minas. Nesse relatório explanam-se as razões pelas quais as novas tecnologias, já disponíveis ou em desenvolvimento, abrem novas e excitantes possibilidades à geo-engenharia, sendo particularmente interessantes as seguintes aplicações dessas novas tecnologias: 1) micróbios para estabilizar ou remediar solos; 2) deteção remota e técnicas não-invasivas de auscultação dos terrenos; 3) nanosensores e sistemas microelectromecânicos para caracterizar e monitorizar o comportamento dos materiais e dos sistemas geológicos; 4) nanotecnologia para modificar o comportamento da argila; 5) interligação da observação, da computação e da simulação do comportamento em tempo real para fins de gestão adaptativa de infraestruturas urbanas.

Algumas dessas novas tecnologias provavelmente contribuirão fortemente para revolucionar a forma como os sistemas geológicos são caracterizados, monitorizados e modificados. Sem embargo, muitas das aplicações destas novas tecnologias ainda têm de ser identificadas.

4.2 – O potencial das novas tecnologias para o avanço da geo-engenharia

O relatório do NRC (2006) centra-se na identificação das tecnologias que podem abrir vias para o avanço da geo-engenharia, isto é, com potencial elevado para contribuírem para a definição de boas soluções para problemas da geo-engenharia, com as quais esta deve estabelecer interações; são elas: a biotecnologia, a nanotecnologia, os MEMS (*microelectromechanical systems*) e os

microsensores, a geodetecção, instrumentação e monitorização (*geosensing*), a tecnologia da informação, a infraestrutura cibernética e a modelação, análise e visualização de dados geográficos multiespaciais e multitemporais (*multispatial and multitemporal geographical data modeling, analysis, and visualization*).

No Quadro 1 estima-se o impacto que algumas dessas tecnologias podem ter ou já estão a ter na geo-engenharia. A aplicação de todas estas novas tecnologias e a necessidade de incorporar mais eletrónica, biologia, química, ciência dos materiais e tecnologia da informação nos projetos tem importantes implicações na educação, bem como no exercício profissional.

Quadro 1 – Potencial das novas tecnologias no âmbito da geotecnologia (adaptado de NRC, 2006).

Disciplina	Impactos potenciais	Estado de desenvolvimento
Biotechnologia		
	Elevados	
• melhor compreensão do comportamento dos materiais geológicos • novos materiais de construção • tratamento <i>in situ</i> de solos e aquíferos contaminados • possibilidade de métodos passivos de estabilização de terrenos • expectativa de desenvolvimento de métodos mais eficazes de aproveitamento dos recursos		Conceitos maduros, sendo previsíveis impactos importantes a curto prazo.
Métodos geofísicos		
	Elevados	
• necessário melhorar a relação custo-benefício • os métodos não invasivos necessitam de desenvolvimento • novos métodos de aquisição e de processamento de dados aumentam a aplicabilidade • caracterização 3D através de tomografias		Métodos revolucionários maduros. Novos impactos a médio prazo do aumento da resolução na caracterização próximo da superfície.
Deteção remota		
	Elevados	
• I&D em curso com resultados frutíferos • permanece como um tema de investigação • a investigação pode tornar claro o potencial destas técnicas para a tomada de decisões em tempo real		Uma nova família de ferramentas terá um impacto significativo no curto prazo.
Tecnologias da informação		
	Elevados	
• desenvolvimentos em curso • suportam mecanismos para uma maior cooperação • requer sinergias entre a ciência dos computadores, a engenharia e as comunidades de pesquisa científica • 4-D GIS para decisões em tempo real • desenvolvimento de geossistemas inteligentes autorreferenciados com estruturas de informação		Tecnologias críticas para os sistemas de deteção remota, de observação e geofísicos. Há novos dispositivos disponíveis para a integração com esses sistemas.
Sensores e sistemas de observação		
	Médios a elevados	
Se as expectativas se cumprirem, os MEMS podem vir a contribuir para a solução de problemas geotécnicos: • requer o aumento dos conhecimentos em eletrónica • medições em laboratório através de técnicas não invasivas • métodos geofísicos mais baratos e mais eficazes		Em curso desenvolvimentos revolucionários. Sensores já disponíveis e sistemas podem ter grande impacto no curto prazo.
Nanotecnologia		
	Médios a pequenos	
• nanotecnologia é reconhecida como geotecnologia • conhecimento aprofundado baseado no estudo das reações à nano-escala • novos materiais e métodos		Aplicações: estado inicial de desenvolvimento. Estima-se impacto a longo prazo na geotecnologia.

No que segue trata-se com algum pormenor as aplicações geotécnicas das seguintes tecnologias: biotecnologia, métodos geofísicos, detecção remota, tecnologias de informação, sensores e sistemas de observação e nanotecnologia.

4.3 – Biotecnologia

4.3.1 – Objetivos. Limitações. Exemplos de aplicação

A aplicação da Biotecnologia à Geotecnia tem sido estudada em dois domínios:

1) Biocolmatação (*bioclogging*)

- uso de microrganismos para produção local de materiais para enchimento dos poros, com o objetivo de reduzir a porosidade e a condutividade hidráulica de solos e rochas porosas;
- aplicação potencial como material isolante na construção de diques, aterros e poços ou como argamassa fina para controlo da erosão, mitigação da liquefação e encapsulamento de materiais poluídos.

2) Biocimentação (*biocementation*)

- utilização de microrganismos e de aditivos para promover a formação local de materiais que liguem as partículas do solo;
- os processos químicos, tais como, oxidação, redução ou dissolução, têm que poder ser promovidos pela atividade microbiológica;
- a precipitação de substâncias inorgânicas no solo é robusta e estável.

Os principais fatores que afetam a aplicação de microrganismos são (Babu, 2012): (i) seleção e identificação dos microrganismos adequados; (ii) otimização da atividade microbiológica *in situ*; (iii) estabilidade das propriedades do terreno após o tratamento biológico; (iv) biossegurança da aplicação; (v) custos, sobretudo em aplicações a larga escala. As principais limitações são: (i) os processos microbiológicos são lentos; (ii) os processos são complexos pois dependem de múltiplos fatores (pH, concentração do fornecedor e do recetor de eletrões, temperatura, taxas de concentração e de difusão dos nutrientes e dos metabolitos, etc.); (iii) além das características do terreno e do conteúdo em aditivos, os aspetos microbiológicos, ecológicos e geotécnicos devem também ser tomados em consideração.

A investigação na aplicação da biotecnologia à geotecnia tem tido um forte incremento (Whiffin *et al.*, 2007; Van Paassen *et al.*, 2009; Van Paassen, 2010; Kim *et al.*, 2014; Venda Oliveira *et al.*, 2015; etc.). Van Paassen e coautores conduziram um conjunto de experiências sobre biocimentação mediante a precipitação da calcite por efeito de microrganismos (MICP, *microbially induced calcite precipitation*). O processo, que resulta da hidrólise da ureia, comporta os seguintes passos:

- 1) Cultivo da bactéria (*Sporosarcina Pasteurii*) num reator arejado;
- 2) Injeção de bactérias no solo conjuntamente com cloreto de cálcio [CaCl_2] e ureia [$\text{CO}(\text{NH}_2)_2$];
- 3) A reação origina cristais de calcite [CaCO_3] que se depositam entre as partículas, ligando-as e melhorando o terreno: $\text{CO}(\text{NH}_2)_2 + \text{CaCl}_2 + 2\text{H}_2\text{O} \rightarrow 2\text{NH}_4\text{Cl} + \text{CaCO}_3$;
- 4) O cloreto de amónia também resultante da reação é removido.

A Figura 1 ilustra a experiência de grandes dimensões (100m^3) concebida e levada a cabo por Van Paassen e coautores. Ao fim de 12 dias de tratamento, cerca de 40m^3 de areia ficaram solidificados, mas não de uma forma homogénea, visto que a resistência da areia tratada depende do teor em calcite, o qual varia de ponto para ponto. Saliente-se ainda o significativo aumento do peso volumico seco do solo tratado.

Até ao presente há poucos exemplos de aplicações reais da biocolmatação ou da biocimentação (DeJong *et al.*, 2013). Van Paassen (2010) e DeJong *et al.* (2013) descrevem uma das primeiras aplicações num projeto na Holanda, em 2010, da MICP para estabilizar um solo grosseiro (seixos e calhaus) de forma a ser possível proceder à furação horizontal (HDD, *horizontal directional drilling*) tendo em vista a instalação de uma conduta de gás (Figura 2).

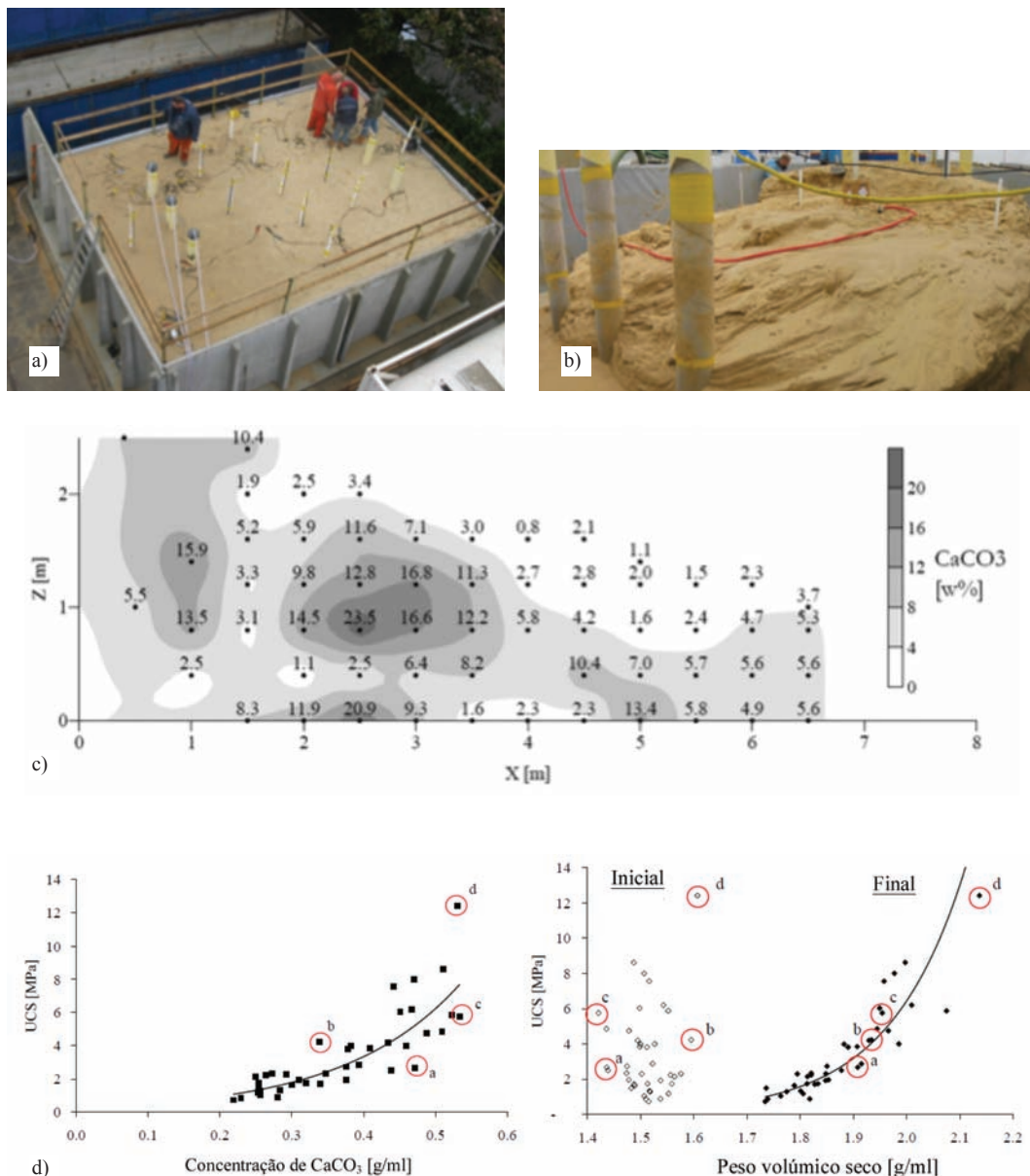


Fig. 1 – Experiência de aplicação da biotecnologia: a) montagem (circulação dos fluidos através da areia entre os 3 furos de injeção – esquerda – e os 3 furos de extração – direita); b) resultado ao fim de 12 dias de tratamento; c) concentração variável de calcite; d) dependência da resistência à compressão simples (UCS, *unconfined compressive strength*) do teor em calcite e do peso volumico seco (Van Paassen *et al.*, 2009; Van Paassen, 2010).

Foi tratado um volume de 1000m³ até profundidades variando entre os 3 e os 20m. O tratamento implicou a injeção de 200m³ de uma suspensão com bactérias cultivadas em laboratório, duas injeções de 300-600m³ de uma solução reagente contendo ureia e cloreto de cálcio e a extração da água após a reação até que a condutividade elétrica e a concentração de amônia retornassem aos valores iniciais. A MICP foi controlada através da medição da resistividade elétrica, da recolha de amostras de água e de amostras do solo tratado para avaliação do conteúdo em calcite. Globalmente o tratamento teve sucesso, tendo sido possível executar a furação HDD no depósito, à partida grosseiro e solto.

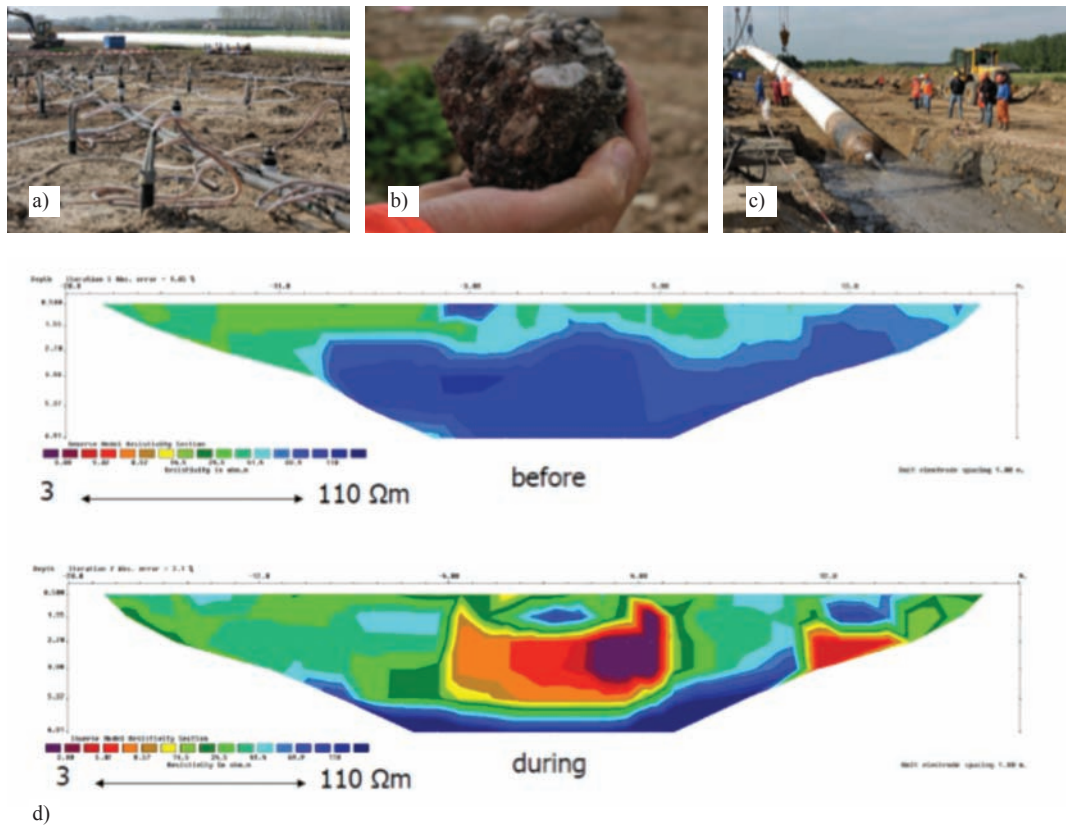


Fig. 2 – Aplicação da MICP para estabilização de solo grosseiro solto: a) vista geral; b) amostra de solo estabilizado; c) instalação da conduta após execução da furação horizontal; d) mapa de resistividades antes e durante o tratamento (Van Paassen, 2010; DeJong *et al.*, 2013).

4.3.2 – Praticabilidade de diferentes aplicações

As tecnologias bioquímicas de melhoramento dos solos não substituirão todas as técnicas convencionais de melhoramento de terrenos. Contudo os seguintes atributos gerais fazem com que aquelas tecnologias sejam potencialmente mais favoráveis em muitos casos: (i) baseiam-se em processos naturais; (ii) usualmente consomem menos energia; (iii) podem ser aplicadas sob e em volta de estruturas existentes e não afetam essas estruturas; (iv) e possibilitam o melhoramento em áreas

Quadro 2 – Avaliação qualitativa de aplicações alternativas da biotecnologia a problemas geotécnicos (adaptado de DeJong *et al.*, 2013).

Aplicação	(A)	(B)	(C)	(D)	Classif. em 20
Reparação estrutural	5	5	3	5	18
Controlo da erosão	4	5	4	5	18
Coprecipitação / imobilização de contaminantes	5	4	4	5	18
Controlo / mitigação de poeiras	4	5	4	5	18
Melhoramento de terreno em vias rurais	5	4	3	4	17
Captura superficial de CO ₂	5	3	4	5	17
Controlo de fugas	4	3	4	5	16
Reabilitação de monumentos antigos	3	3	5	5	16
Melhoramento de sub-bases de vias urbanas	5	3	3	4	15
Mitigação da liquefação de solos (MICP)	3	5	3	3	14
Melhoramento de depósitos de cinzas	1	4	4	5	14
Reciclagem / reutilização de materiais dragados	3	2	3	5	13
Mitigação da liquefação de solos (biogás)	3	3	3	3	12
Melhoramento da recuperação de petróleo dos reservatórios	1	3	3	5	12
Combate à desertificação	1	5	1	5	12
Enfraquecimento de sedimentos por fluidificação	3	2	3	3	11
Estruturas subterrâneas (condutas)	3	4	1	3	11
Estabilização de vias de escoamento (<i>sinkholes</i>)	1	3	2	5	11
Aterros como nova fonte de energia	3	4	1	2	10
Blocos de solo bio-cimentado	2	4	1	3	10
Armazenamento de água	3	2	2	2	9
Dessecação de argilas	1	1	1	4	7
Captura de carbono em profundidade	1	1	1	3	6
Estruturas subterrâneas (túneis)	1	1	2	1	5

(A) Implementação: 1 a 5 (difícil a fácil)

(B) Probabilidade de sucesso: 1 a 5 (baixa a alta)

(C) Custo / viabilidade: 1 a 5 (caro a económico)

(D) Aceitação social: 1 a 5 (baixa a alta)

elevadas, dadas as suas baixas viscosidade e pressão de injeção. Em geral estas técnicas são de fácil implementação, têm um custo competitivo e possuem potencial para poderem ser adotadas pela indústria e aceites pela sociedade. DeJong *et al.* (2013) apresentam uma apreciação qualitativa de 24 aplicações diferentes, considerando critérios tais como o custo, a dificuldade de implementação, a probabilidade de sucesso e a aceitação pela sociedade. O Quadro 2 transcreve o incluído no artigo de DeJong *et al.* (2013).

Até ao momento, o reforço de solos mediante a precipitação de calcite biologicamente estimulada (MICP) é a tecnologia que tem tido maior desenvolvimento. Muitos outros processos biotecnológicos têm merecido pouca atenção comparada com a que tem sido posta na MICP e haverá muitos outros processos que estão por descobrir. O que se pode afirmar, sem margem para qualquer dúvida, é que a aplicação da biotecnologia à resolução de problemas, os mais diversos, da geotecnia ou, num âmbito algo mais alargado, da geo-engenharia é um domínio muito promissor, onde há muito trabalho de investigação por fazer, em todos os domínios, quer experimentais, quer nos da modelação analítica e numérica, quer nos da instrumentação e monitorização. Neste último domínio, havendo necessidade de monitorizar grandes volumes e de avaliar a homogeneidade do tratamento, os métodos geofísicos apresentam um elevado potencial para mapeamento indireto do efeito que o tratamento teve em certas propriedades do terreno. Também as questões que se prendem com a durabilidade e o comportamento no decurso da vida de serviço deverão merecer esforços de estudo e análise, até porque a acumulação de dados até ao momento diz respeito a períodos de tempo muito curtos (2-4 anos).

4.4 – Métodos geofísicos

Os métodos geofísicos podem aplicar-se à superfície ou em furos abertos nos terrenos e visam determinar o perfil dos terrenos e as suas propriedades físicas, químicas ou biológicas. No Quadro 3 faz-se uma breve apresentação de alguns métodos geofísicos.

Os métodos geofísicos são usados na caracterização dos terrenos, na exploração de recursos (hidrocarbonetos, minerais e água) e em processos de monitorização (de construções, de

Quadro 3 – Métodos geofísicos (adaptado de NRC, 2006).

Método	Princípio	Parâmetros obtidos
Deteção aérea	Mede-se a radiação eletromagnética refletida	Alinhamentos geológicos, variações da vegetação, alterações superficiais
Elétrico e eletromagnético	Mede-se o fluxo da corrente elétrica nos terrenos	Resistividade e porosidade dos terrenos, estimacão da química dos fluídos
Radar (<i>Ground-penetrating radar</i>)	Transmite-se aos terrenos ondas de rádio na banda dos 10 a 500 MHz e deteta-se as ondas refletidas	Profundidade e geometria de interfaces pouco profundas, velocidade e atenuação das ondas eletromagnéticas
Magnético	Deteta variações locais do campo magnético terrestre devidas às propriedades dos terrenos	Geometria e suscetibilidade magnética de inclusões locais subterrâneas
Microgravidade	Deteta-se variações localizadas do campo gravitacional terrestre	Localização, geometria e densidade de inclusões locais subterrâneas
Métodos sísmicos	As ondas sísmicas permitem obter as propriedades elásticas de um dado volume de terreno	Profundidade e geometria de interfaces, módulos elásticos, localização de falhas
Métodos térmicos	Medições de temperatura e das suas variações relacionadas com fontes térmicas ativas e passivas	Peso volúmico, teor em água, anomalias térmicas, fontes térmicas, taxa das reações geoquímicas

intervenções de remediação, etc.). A maioria dos métodos geofísicos baseia-se na detecção da variação contrastada de uma dada propriedade física no espaço e no tempo.

Os novos e eficientes sensores geofísicos associados a programas de modelação versáteis que podem ser instalados em computadores pessoais facilitam a aplicação das técnicas geofísicas e permitem a visualização em tempo real das condições subterrâneas. Estes avanços permitem perspetivar a possibilidade de se alterar, em favor dos segundos, o balanço entre as técnicas de prospeção tradicionais, invasivas, e os métodos geofísicos. Os métodos geofísicos podem ter grande impacto nas seguintes áreas (NRC, 2006): i) delineação da estratigrafia e caracterização da variabilidade de cada camada, incluindo a detecção e caracterização de pequenas mas importantes estruturas geológicas; ii) caracterização da fracturação de maciços rochosos; iii) classificação dos solos e estimativa da sua porosidade; iv) avaliação do grau de envelhecimento e de diagénese; v) avaliação das características dos fluidos (química, saturação, pressão, etc.) e das condições hidrogeológicas (definição do nível freático e da variabilidade da condutividade hidráulica); vi) parâmetros (mecânicos) para pequenas deformações e anisotropia; vii) avaliação das tensões efetivas; viii) detecção e monitorização dos movimentos; ix) avaliação da atividade metabólica e da distribuição da biomassa, visando a definição do papel potencial da atividade biológica.

Não é de mais realçar uma notável característica dos métodos geofísicos que os torna imprescindíveis para uma mais precisa definição geométrica e das propriedades dos maciços: o facto de poderem caracterizar grandes áreas, em contraste com os métodos de prospeção por furação, faculta a possibilidade de obtenção de dados sobre a variabilidade (em todos os sentidos, geométrica e das propriedades) dos terrenos.

Os métodos sísmicos são talvez os mais proveitosos para a prática geotécnica, visto que permitem obter informações muito úteis para o desenvolvimento dos projetos: a) a partir da velocidade das ondas S, V_s , determina-se o módulo de deformabilidade distorcional para pequenas deformações, G_{max} , e avalia-se a anisotropia da rigidez; b) a velocidade das ondas P, V_p , permite estimar a proximidade à completa saturação; c) se o solo estiver saturado, a partir de V_p e V_s pode-se inferir a porosidade; d) a medição sísmica de G_{max} permite a detecção dos efeitos do envelhecimento e da diagénese na estrutura dos solos, efeitos que são destruídos pelas técnicas de furação.

Os métodos geofísicos têm também aplicações muito importantes em laboratório. Desde logo as técnicas geofísicas podem ser usadas para controlar a evolução da qualidade das amostras, afetadas pelo processo de amostragem. São de referir, entre outras, as técnicas tomográficas não invasivas para estudar a evolução das amostras em ensaios centrífugos, o emprego das ondas elásticas ou eletromagnéticas para, sem perturbar o processo, recolher informações sobre a evolução das amostras no decurso dos ensaios ou o uso de microtomógrafos (desenvolvido na medicina e na ciência dos materiais) para analisar a evolução da estrutura / fábrica dos terrenos, a percolação dos fluidos, a concentração de deformações (*strain localization*) e outros fenómenos no decurso dos ensaios de laboratório (NRC, 2006).

Em suma, a necessidade de se melhorar a caracterização dos terrenos, absolutamente central para a evolução da geo-engenharia, passa muito pela utilização dos métodos geofísicos. Com efeito o caráter não intrusivo (e portanto não perturbador do estado dos terrenos), o facto de facultarem (conforme as técnicas) quer medições globais médias quer medições mais ou menos locais, de onde deriva a possibilidade de caracterização da variabilidade espacial, e a capacidade de se poder usar a mesma técnica tanto em laboratório como no campo, a que se associam, por um lado, a forte evolução tecnológica (melhoramento dos atuadores, dos sensores e da precisão da aquisição dos sinais, novas técnicas de interpretação, etc.) e, por outro, o melhoramento da relação custo-benefício, fazem com que as técnicas geofísicas reúnam vantagens únicas para a satisfação das necessidades de caracterização dos terrenos.

4.5 – Detecção remota

No Quadro 4 comparam-se várias técnicas de monitorização dos movimentos, incluindo as de deteção remota.

Quadro 4 – Características de técnicas de monitorização de movimentos (Arroyo *et al.*, 2009).

Técnicas de monitorização de movimentos		(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	Não aplicável devido a:
LIDAR	Satélite	MB	1	< 1	MG	Limitada	Clima
	Aéreo	B	10^{-2}	10^{-2}	G	A pedido	Clima
	Terrestre	Med.	10^{-3}	10^{-3}	Med.	Contínua	Obstruções
Fotogrametria	Satélite	MB	1	< 1	MG	Limitada	Clima, noite
	Aéreo	B	10^{-2}	1	G	A pedido	Clima, noite
	Proximidade	Med.	$> 10^{-4}$	10^{-3}	P	Contínua	Obstruções
Taquimetria		ME	10^{-3}	10	P	Contínua	Obstruções
Nivelamento		ME	$> 10^{-4}$	1	MP	A pedido	Obstruções
GPS		E	10^{-3}	1	Med.	Contínua	Céu obstruído
PSInSAR (satélite TerraSAR-X)		B	$> 10^{-4}$	10	MG	Limitada	Vegetação

(A) Custo; (B) Precisão (m); (C) Distância entre pontos (m); (D) Área coberta em dado tempo;

(E) Possibilidade de repetição [M – muito; Med. – médio; B – baixo; E – elevado; G – grande; P – pequena]

[O SAR (*Synthetic aperture radar*) usa antenas localizadas no espaço, em meios aéreos ou na superfície da terra para gerar imagens de alta resolução através da repetição de medições a intervalos seleccionados ao longo de uma trajetória retilínea; com o LIDAR (*Light detection and ranging*), através da medição do tempo que leva um raio laser a fazer o percurso desde a fonte até ao alvo e voltar, obtém-se as coordenadas 3D do alvo.]

As tecnologias de deteção remota são potencialmente aplicáveis em projetos de grandes dimensões e em atividades de planeamento regional, como por exemplo, monitorização de subsidências regionais, previsão de riscos, gestão da resposta a desastres, planeamento de infraestruturas, mapeamento e previsão de instabilidades regionais (deslizamentos, avalanches, etc.), estabilidade de taludes (minas, estradas, etc.), caracterização de recursos próximos da superfície, monitorização da operação de minas e proteção costeira (NRC, 2006). Na Figura 3 apresenta-se um exemplo de monitorização dos movimentos regionais da cidade de Castel Volturno, situada a norte da Nápoles.

Nos últimos anos, há alguns exemplos de utilização de técnicas de deteção remota, designadamente o SAR (*Synthetic aperture radar*), para monitorar o efeito da construção de túneis, como é o caso das cidades de Delft (Arroyo *et al.*, 2009) e de Shanghai (Perissin *et al.*, 2012). A Figura 4 mostra medições de assentamentos feitas nesta última cidade.

Finalmente, refere-se dois casos de deslizamentos de terras ocorridos recentemente nos quais imagens anteriores à ocorrência dos eventos mostram claros indícios do que poderia acontecer e que, nestes casos, aconteceu com consequências dramáticas: i) o escorregamento ocorrido em março de 2014 em Oso, EUA, causou 43 mortes (Figura 5); ii) o escorregamento ocorrido em maio de 2014 em Ab Barak, Afeganistão, pode ter causado mais de 300 mortes, havendo estimativas que apontam para um número muito superior, da ordem das 2.500 mortes (Figura 6)

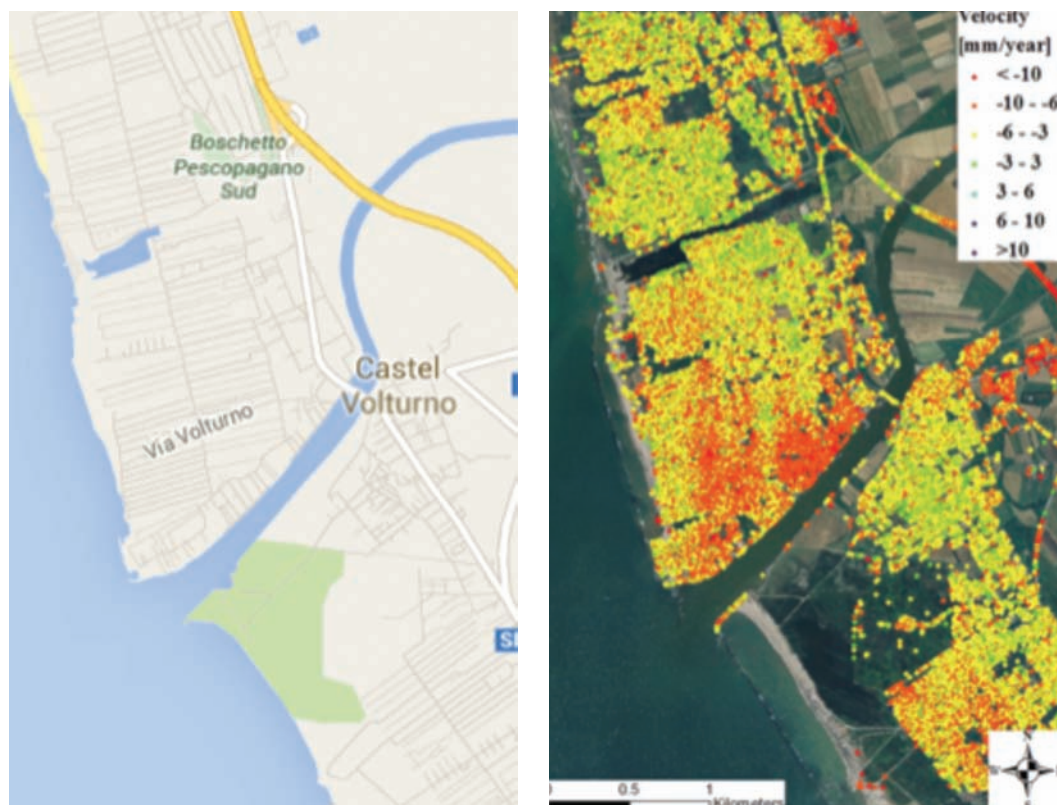


Fig. 3 – Movimentos verticais regionais na cidade de Castel Volturno (Cascini *et al.*, 2013).

(<http://blogs.agu.org/landslideblog/2014/05/05/ab-barak-1/>). Estes dois exemplos mostram que atualmente existem meios para poder prever a ocorrência de desastres de grandes dimensões, havendo necessidade de aumentar a capacidade de análise das informações disponibilizadas por esses meios.

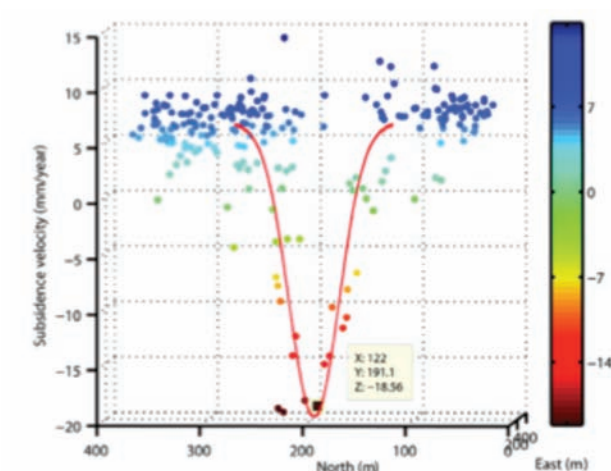


Fig. 4 – Perfil de subsidência (velocidade de assentamento em mm/ano) da linha 10 do metro de Shanghai determinado usando o SAR (Perissin *et al.*, 2012).



Fig. 5 – Deslizamento de terras em Oso, EUA, ocorrido em março de 2014. A fotografia superior é anterior ao deslizamento e a inferior é posterior.



Fig. 6 – Escorregamento de terras em Ab Barak, Afeganistão: a) a área que veio a deslizar é a que apresenta muitas ravinas posicionada mais ou menos no centro da fotografia superior, acima do curso de água
b) consequências do acidente.

4.6 – Tecnologias de informação

A importância das tecnologias e sistemas de informação para o avanço da engenharia, em particular da geotecnia, é absolutamente indiscutível, como já se salientou. No relatório do NRC (2006) defende-se que a evolução do emprego das tecnologias de informação à geo-engenharia passa agora também pelo advento e desenvolvimento de geossistemas inteligentes (*smart geosystems*). Na mesma linha se pronuncia Clough (2006), como adiante se pormenoriza um pouco mais. Esses sistemas não só comunicam hierarquicamente com os utilizadores como são autoinformados e autocontrolados.

O emprego explosivo das tecnologias de informação já afeta e continuará a afetar cada vez mais o dia a dia dos investigadores e dos engenheiros, nos mais variados aspetos:

- utilização de ferramentas de cálculo cada vez mais poderosas (capazes de tratar problemas não-lineares muito complexos, dependentes do tempo e dinâmicos, envolvendo processos acoplados mecânicos e/ou químicos e/ou térmicos e/ou biológicos e sequências construtivas complexas) para resolver problemas de geotecnia (mecânica dos solos ou das rochas, engenharia geológica, fundações, etc.), de hidrogeologia e de engenharia geoambiental;
- integração de sistemas de monitorização no contexto de sistemas inteligentes; dados obtidos por múltiplos e diferenciados sensores, e a sua interpretação conjunta, possibilitam a diminuição das incertezas e a tomada de decisões racionais em tempo real;
- integração de modelos computacionais com grandes volumes de informação obtidos por conjuntos densos de sensores e por deteção remota e exame das incertezas com base em simulações computacionais bem informadas e realistas;
- utilização de sistemas de informação geográfica (GIS) cada vez mais poderosos para tratar volumes massivos de dados 3D topográficos, geológicos e geotécnicos georreferenciados; a ligação das bases GIS a módulos de inteligência artificial e a módulos analíticos pode abrir novas portas (Clough, 2006);
- análise e controlo remoto de ensaios de campo e de laboratório;
- emprego de redes computacionais para tratar e escrutinar gigabytes de informação;
- cooperação com colegas integrados em equipas multidisciplinares, criando-se uma infraestrutura cibernética integrando as capacidade humanas, tecnológicas e computacionais.

Por sua vez, Clough (2006), baseado nas tecnologias de informação, introduz o conceito de engenharia de geossistemas (*geosystems engineering*), que entende ser um conceito global, multidirecional, que visa a resolução integral de problemas geotécnicos. Na sua opinião, um sistema bem desenvolvido deve integrar, entre outros, os seguintes aspetos: 1) os documentos históricos, societários, legais e de políticas públicas de enquadramento profissional e do projeto particular em desenvolvimento; 2) métodos de comunicação eficaz com as partes interessadas (*stakeholders*) externas; 3) os fatores que condicionam as decisões que têm de ser assumidas no âmbito do projeto; 4) questões económicas e de mercado; 5) identificação e consideração das expectativas dos *stakeholders*; 6) todas as questões geológicas e geotécnicas pertinentes; 7) alternativas potenciais para solução do problema em consideração e identificação das vantagens e limitações de cada uma; 8) cenários alternativos atendendo aos resultados potenciais.

A adoção de ferramentas informáticas e de computação de elevado desempenho para criar um geossistema que suporte uma metodologia integral para a resolução de problemas e para a conceção de projetos, permitirá aos geotécnicos adquirir uma maior segurança e autoridade na seleção das alternativas mais adequadas, garantindo que os seus julgamentos técnico-científicos são melhor

informados porque o contexto global das questões a resolver (incluindo a definição e ponderação de alternativas) fica bem estabelecido.

4.7 – Sensores e sistemas de observação

No mercado existem atualmente sensores com dimensões muito pequenas, pelo que não interferem no comportamento, com capacidade para comunicar sem fios, espertos (*smart*) e baratos para medir deslocamentos, deformações, variações de deformação, inclinações, posicionamento, vários tipos de gases e de fluidos, temperatura, humidade relativa, teor em água, pressão dos fluidos, intensidade e composição da luz, evolução das fraturas e outros parâmetros mecânicos e químicos (NRC, 2006).

A contínua evolução da tecnologia dos sensores tem tido um grande efeito na investigação e prática da geo-engenharia. Com efeito, nanosensores podem ser extensivamente colocados (misturados no caso de aterros) nos maciços terrosos para proceder aos mais diversos tipos de medições de parâmetros mecânicos, físicos, químicos, etc.

Tradicionalmente os geotécnicos dispõem apenas de informação incompleta, quer no que respeita à caracterização dos terrenos, quer no tocante à monitorização do comportamento das estruturas geotécnicas. Os desenvolvimentos recentes dos MEMS (*microelectromechanical systems*) perspetivam a possibilidade de, em algumas situações, ocorrer o problema contrário, isto é, a disponibilização de informação em excesso e de haver dificuldade de lidar com ela; aprender a tratar quantidades ingentes de informação é também ainda um assunto em aberto. Perspetiva-se, portanto, uma situação contraditória: falta de informação em certas questões, excesso de informação relativamente a outras.

4.8 – Nanotecnologia

Como se mostra na Figura 7, o comportamento fundamental de muitos dos minerais argilosos enquadra-se no âmbito da nanomecânica, o que sugere que conceitos e modelos desenvolvidos pela nanotecnologia podem ser úteis para um melhor conhecimento do comportamento das partículas de argila e para encontrar novos processos para as manipular e modificar (NRC, 2006).

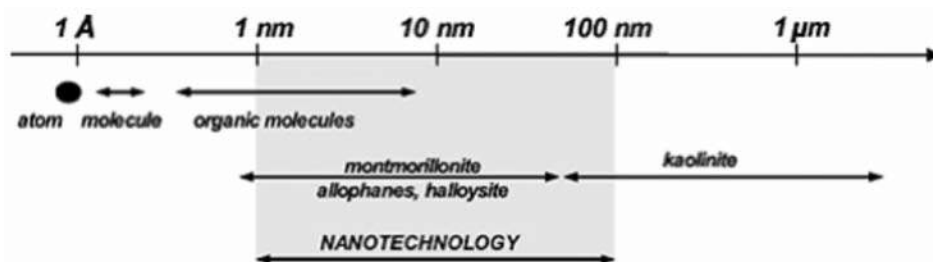


Fig. 7 – Os minerais de argila e a nanotecnologia (NRC, 2006).

Um tema fundamental da engenharia geotécnica é a relação entre o que se passa ao nível das partículas, ou seja, caso as partículas sejam argilosas, ao nível nanométrico, e o que é perceptível e medido ao nível do conjunto de partículas (amostra), isto é, ao nível centimétrico. Trata-se, portanto, de compreender as mudanças nas propriedades e no comportamento quando se passa da grande dimensão para a pequena dimensão, enquanto a questão central na nanotecnologia é tirar partido desta transição e conseguir obter novos materiais manipulando a estrutura a nível nanométrico.

As nanotecnologias promovem o melhoramento do comportamento dos materiais, por exemplo das suas propriedades mecânicas, da estabilidade térmica e do comportamento físico-químico, mesmo quando as nanopartículas são adicionadas em pequenas quantidades. Por via da introdução das nanopartículas as propriedades podem ser completamente alteradas, materiais isolantes tornam-se condutores elétricos ou materiais opacos transformam-se em transparentes.

A aplicação de nanotecnologias no âmbito dos geossintéticos é uma área promissora; o tratamento de fibras com nanopartículas pode mudar significativamente as características do comportamento dos geossintéticos e levar à conceção de novas aplicações (ver, por exemplo, http://www.textilescience.ca/downloads/111th_presentations/pres_Mohamed_Ragoubi.pdf).

De momento as aplicações das nanotecnologias à geo-engenharia possuem ainda um carácter essencialmente experimental, mas já se avançam ideias para futuras e revolucionárias aplicações que a investigação aplicada há de desenvolver, validar e confirmar a respetiva aplicabilidade a condições reais. Os solos e as rochas são os materiais de construção mais abundantes e de menor custo. Em certas condições (por exemplo, se secos, densos e coesivos) são materiais resistentes, pouco deformáveis e duráveis; em outras (por exemplo, se saturados, soltos e moles) são fracos e imprestáveis. Será concebível que as nanotecnologias possam um dia transformar esses materiais de um modo tal que os tornem ainda mais úteis e económicos (NRC, 2006)?

5 – MODELOS CONSTITUTIVOS

5.1 – Preâmbulo

Os terrenos são materiais multifásicos, compostos por partículas sólidas (com diversas mineralogias, granulometrias, formas, etc.), água, ar e outros fluidos. Devido aos seus distintos processos de formação, entre as partículas pode haver ligações mais ou menos estáveis. Se quando usados como material de construção (aterros, enrocamentos, pedraplenos, etc.) é possível garantir, através de controlos adequados, alguma homogeneidade de composição e do estado em que ficam depois de colocados em obra, no caso dos terrenos naturais a variabilidade é um fator presente a maioria das vezes. Acresce que o comportamento dos terrenos é afetado por numerosos fatores tais como as características próprias (composição mineralógica e granulométrica, teor em água, grau de saturação, índice de vazios, etc.), as condições iniciais *in situ*, os estados de tensão e de deformação, as trajetórias de tensão, o tipo de solicitação (estática, cíclica ou dinâmica), as alterações de volume, os efeitos do tempo (fluência, etc.) e os condicionalismos ambientais (temperatura, reações químicas e bioquímicas, etc.).

A tarefa de desenvolvimento de modelos constitutivos representativos do comportamento destes complexos materiais constitui um dos ramos básicos da investigação geotécnica que ganhou uma relevância acrescida com o advento e, depois, o portentoso incremento das capacidades de cálculo automático, que possibilitou, por via da resolução numérica das equações diferenciais de campo, a consideração de modelos cada vez mais complexos. De qualquer modo, os modelos que têm vindo a ser desenvolvidos cobrem apenas alguns dos materiais terrosos e contemplam apenas parte dos fatores condicionantes brevemente enunciados acima. Daqui resulta ser necessário considerar modelos separados para estudar diferentes aspetos do comportamento do mesmo material.

5.2 – Seleção de modelos

Os modelos não são mais do que abstrações simplificadas de uma realidade complexa. Face a esta complexidade, a informação disponível para alimentar os modelos é sempre insuficiente, pelo

que não faz sentido aumentar a complexidade teórica (dos modelos) para lá do nível de qualidade dos dados disponíveis. Realisticamente, a modelação, como representação de uma realidade física, deve possuir o nível de complicação adequado para que, tanto quanto possível (atendendo à limitação dos dados), se possa obter uma compreensão suficiente do fenómeno em análise (Barbour e Krahn, 2004; Cardoso, 2004). Portanto, experiência e capacidade crítica são imprescindíveis para uma seleção sensível e significativa dos modelos apropriados e para a definição dos valores dos seus parâmetros.

Por outro lado, tenha-se presente que o processo de modelação, eventualmente evolutivo desde um modelo o mais simples possível até modelos mais complexos, deve ser encarado como uma metodologia que permite melhor compreender o mundo físico complexo e, ao mesmo tempo, facilita o exercício do “*julgamento de engenharia*” ao melhorar a capacidade de se poder fazer previsões razoáveis.

5.3 – Perspetivas

É muito pouco provável que venha a ser proposto um modelo constitutivo universal, capaz de fornecer estimativas adequadas para todos os tipos de solos e todas as condições de carga e de drenagem. Se se tiver presente que não existe “*um material geológico*”, mas sim “*uma multitude de materiais*” com propriedades muito distintas, não parece apropriado procurar um modelo único para todo o tipo de solos. Em contrapartida, fazem sentido os esforços que visem a integração no mesmo modelo, aplicável a um dado tipo de solos, de condições diversas de carga e de drenagem.

Portanto, permanece a necessidade de desenvolvimento de novos modelos constitutivos, quer para melhorar os existentes, quer para simular comportamentos que não têm sido considerados (cargas cíclicas e dinâmicas, liquefação, comportamentos acoplados hidro-termo-químico-mecânicos, etc.) ou o comportamento de materiais que não têm sido contemplados suficientemente (solos naturais estruturados, solos não saturados, misturas solo-ligante, solos reforçados, etc.).

Provavelmente o maior impedimento ao uso de muitos dos modelos propostos é a dificuldade em avaliar os valores dos seus parâmetros; muitos modelos consideram parâmetros difíceis de avaliar diretamente através de ensaios de laboratório ou de campo, visto que não têm um significado físico preciso; se os parâmetros obedecerem a este requisito há certamente uma maior probabilidade de se poderem medir convenientemente.

Se continua a haver necessidade de avanços no domínio da modelação, permanece igualmente a necessidade de se manter uma atividade de qualidade em áreas de que aquela depende, como sejam as das: 1) técnicas experimentais para avaliação dos parâmetros dos modelos; limitações experimentais podem condicionar os resultados das avaliações dos parâmetros e, portanto, a aplicabilidade dos modelos; no entanto, é de esperar que prossigam os melhoramentos das técnicas experimentais; 2) calibração dos modelos existentes e dos novos; a calibração deve ser feita em relação a resultados experimentais de campo e de laboratório e através de exercícios de previsão usando vários modelos alternativos; este tipo de estudos permite também melhorar o conhecimento das limitações e dos méritos de cada modelo (Carter *et al.*, 2000).

Para rematar esta secção, entende-se pertinente transcrever as conclusões da 1ª Lição Bishop proferida por Tatsuoka (2011): “(...) *A lição mais importante da minha experiência como investigador e profissional da área da engenharia geotécnica é que o comportamento tensão-deformação dos terrenos é muito mais complexo do que usualmente se considera (...). É muito perigoso cristalizar os conceitos sobre o comportamento tensão-deformação dos geomateriais, como mostram diversas descobertas “inesperadas” obtidas em ensaios laboratoriais de tensão-deformação. Isto significa que qualquer modelo constitutivo existente deve incorporar modificações ou revisões quando for necessário (...)*”.

6 – MÉTODOS DE ANÁLISE E DE RESOLUÇÃO DE PROBLEMAS

6.1 – Introdução

Os principais métodos de análise aplicados em Geotecnia à resolução de problemas mecânicos de campo (*boundary or initial value problems*) podem ser classificados como indica o Quadro 5. A maioria dos problemas geotécnicos envolve a verificação das condições de estabilidade e a avaliação das deformações. Há 4 condições fundamentais que devem ser satisfeitas pelos métodos de análise: 1) equilíbrio; 2) compatibilidade; 3) leis constitutivas; 4) condições de fronteira e condições iniciais. A menos que estas 4 condições sejam satisfeitas (exata ou aproximadamente) a solução do problema não é rigorosa e, em alguns casos (métodos de equilíbrio limite), não se sabe qual o nível de erro que contém.

No Quadro 5 indica-se para cada tipo de metodologia se são ou não verificadas as 4 condições enunciadas. Resulta claro que apenas as análises elastoplásticas podem fornecer uma solução completa para o problema em consideração satisfazendo (ainda que aproximadamente) todas as 4 condições. Dada a dificuldade, mesmo impossibilidade, de encontrar soluções analíticas para problemas práticos conclui-se que as técnicas de aplicação universal são os métodos numéricos.

Quadro 5 – Resumo dos principais métodos de análise (adaptado de Carter *et al.*, 2000).

	Equilíbrio limite	Análise limite		Análise elástica	Análise elastoplástica	
		Teorema estático	Teorema cinemático		Expressões analíticas	Resolução numérica
Equilíbrio	Global ✓ Local - Não	✓	Não	✓	✓	✓
Compatibilidade	Não	Não	✓	✓	✓	✓ (1)
Condições de fronteira	Forças apenas	Forças apenas	Deslocamentos apenas	✓	✓	✓
Modelo constitutivo	Critério de rotura	Rígido-plástico perfeito		Elástico	Elastoplást. perfeito	Qualquer (2)
Informação sobre os estados limite	✓	✓	✓	Não	✓	✓
Informação sobre o serviço	Não	Não	Não	✓	✓	✓
Exemplos de métodos	Das fatias, etc.	-	-	Analít. e num. (+)	Limitado	(+)

(1) Podem-se simular as descontinuidades pré-existentes ou induzidas.

(2) Inclui a plasticidade perfeita e modelos que simulam comportamentos complexos tais como deformação descontínua, endurecimento e degradação e efeitos não-locais.

(+) FDM – métodos das diferenças finitas (*finite difference method*); FEM – método dos elementos finitos (*finite element method*); BEM – método dos elementos de fronteira (*boundary element method*); DEM – método dos elementos discretos (*discrete element method*); PFEM – método dos elementos/partículas finitas (*particle finite element method*).

Com o aumento da capacidade de cálculo e a disponibilização, a preços razoáveis, de programas de cálculo automático, os métodos de uso mais corrente na prática profissional – equilíbrio limite e análise elástica – têm vindo a ser substituídos pelos métodos de análise elastoplástica.

Os métodos de análise limite em si mesmos não são aplicados na prática. Como é sabido, a obtenção de soluções analíticas baseadas nos teoremas da análise limite só é possível em casos muito limitados, muito simples no que respeita às condições geométricas e de contorno. Assim, na atualidade, usam-se ferramentas numéricas, nomeadamente baseadas no FEM, para obter soluções de problemas de diversa índole (fundações, túneis, etc.), as quais são válidas para o caso específico que foi analisado. Porém, em alguns casos, tem sido possível propor expressões analíticas que, de uma forma aproximada, generalizam as resoluções pontuais; tal é o caso da expressão aproximada proposta por Hjiatj *et al.* (2005) para o fator N_f da capacidade de carga de fundações diretas.

Sem embargo, dado o rigoroso enquadramento teórico que os suporta, os métodos de análise limite desempenham um papel importante na confirmação de resultados obtidos por outros métodos. Acresce que o uso do método dos elementos finitos aleatórios (RFEM, *random finite element method*) permite encontrar soluções baseada na análise limite que incorporam a variabilidade espacial dos terrenos, o que pode constituir uma via muito interessante para se poder levar em linha de conta essa incontornável variabilidade nos projetos. Na secção 6.6 aprofunda-se um pouco mais esta questão.

Note-se que, cada vez mais, à resolução do problema mecânico há que acoplar a resolução de outros problemas, sendo o hidromecânico o mais comum (problemas de consolidação, solos não saturados, problemas hidrogeológicos, etc.). Contudo, para resolver certos problemas, nomeadamente do âmbito da geotecnia ambiental, tem também que se acoplar a resolução de equações diferenciais que traduzem fenómenos termodinâmicos ou químicos. Com efeito, a consideração de fenómenos acoplados termo-hidro-mecânicos (THM) é fundamental para se poder analisar os sistemas geotécnicos profundos sujeitos a altas temperaturas, pressões e tensões; uma larga variedade de aplicações geotécnicas, como a deposição de resíduos nucleares ou quimicamente tóxicos, a energia geotérmica (superficial e profunda), a produção de petróleo e de gás, o armazenamento de carbono, a contaminação de aquíferos, etc., envolvem processos acoplados termo-hidro-mecânico-químicos (THMC, *thermo-hydro-mechanical-chemical*). Neste âmbito são de referir, entre outros, os seguintes projetos internacionais:

- DECOVALEX – DEvelopment of COupled models and their VALidation against EXperiments – em 1992 iniciou-se esta colaboração internacional visando a investigação e a comparação de modelos para tratar problemas acoplados THM e THMC inerentes a sistemas geológicos. A previsão destes efeitos acoplados constitui um elemento essencial para a avaliação do desempenho e da segurança dos sistemas de eliminação geológica de resíduos radioativos e de combustível nuclear. Este projeto é suportado por muitas organizações que tratam da gestão de resíduos radioativos e autoridades de regulação (<http://www.decovallex.org/index.html>).
- OpenGeoSys (OGS) – é um projeto científico aberto que tem por objetivo o desenvolvimento de simulações numéricas de processos termo-hidro-mecânico-químicos (THMC) em meios porosos; pretende-se abarcar um amplo leque de questões geotécnicas que carecem deste tipo de metodologias e não apenas o problema do armazenamento de resíduos nucleares, que constitui o foco principal do projeto anterior (Kolditz *et al.*, 2012).

Mais recentemente, o uso de processos biológicos na solução de problemas geotécnicos e geoambientais exige que, na sua modelação, se considere a acoplagem de fenómenos biológicos, químicos, hidrológicos e mecânicos. São exemplos desses esforços os modelos para previsão da distribuição espacial da calcite ou do comportamento mecânico de solos arenosos melhorados mediante a precipitação biologicamente induzida da calcite (MICP, *microbially induced calcite precipitation*). DeJong *et al.* (2013) descrevem o estado de desenvolvimento da aplicação de processos bioquímicos à resolução de problemas geotécnicos.

No que segue tecem-se breves considerações sobre algumas das limitações e dificuldades das análises numéricas. Seja como for, na sequência do que se tem vindo a verificar desde que as capacidades de cálculo aumentaram exponencialmente, vai certamente prosseguir o uso das metodologias numéricas em todos os aspetos da atividade geotécnica, associadas a ferramentas de recolha de informação e de visualização dos resultados cada vez mais poderosas, aspeto já abordado na secção 4.6.

Na secção 6.3 traça-se uma panorâmica do emprego coordenado de metodologias de análise distintas, procurando tirar partidos das vantagens de cada. Depois aborda-se com algum pormenor metodologias que o autor considera poder ser muito úteis para o aprofundamento da compreensão do comportamento dos solos e nessa medida poder dar um contributo significativo para os desafios fundamentais da geotecnia enunciados na secção 2.

6.2 – Breves considerações sobre limitações e dificuldades das análises numéricas

As análises numéricas são idealizações de situações reais que, naturalmente, envolvem simplificações, geralmente de duas naturezas: aproximações geométricas e das condições de fronteira e idealizações do comportamento dos materiais.

Uma fonte de erros potenciais é a inadequabilidade dos modelos empregues para simular o comportamento dos materiais ou a falta de compreensão sobre o modo como esses modelos devem ser usados e sobre os parâmetros que os definem.

A modelação numérica implica a divisão do domínio em análise num número finito de sub-regiões – discretização espacial -, o mesmo acontecendo com o tempo – discretização temporal. Depois adotam-se funções de aproximação das variáveis primárias (deslocamentos, pressões neutras, etc.) que definem o modo com variam em cada sub-região. Portanto, as metodologias numéricas introduzem aproximações e para se obter soluções precisas é necessário que as discretizações sejam feitas criteriosamente (sub-regiões de pequena dimensão em zonas de elevados gradientes das variáveis primárias, etc.). Estas questões são comuns a todos os métodos numéricos, qualquer que seja o modelo constitutivo adotado para os materiais, ainda que se o modelo for não linear a importância das discretizações aumenta (Carter *et al.*, 2000).

A outra fonte de erros das análises de problemas não-lineares tem a ver com a metodologia de integração das equações; mais uma vez têm que ser adotadas aproximações, havendo diversas estratégias alternativas possíveis, que exigem esforços de cálculo distintos e conduzem a níveis de erro também diferentes (Carter *et al.*, 2000).

Finalmente, refere-se uma limitação dos métodos numéricos de carácter diferente das 3 anteriormente referidas. Esta limitação não é fonte de erros como as anteriores, assume antes um carácter metodológico e é o contraponto da que o autor considera ser a principal vantagem dos métodos analíticos (*closed-form solutions*): a de estes métodos darem origem a expressões mais ou menos complexas mas que, em todo o caso, condensam de forma resumida os principais fatores envolvidos e a sua importância relativa para os fenómenos em causa; tal permite ainda a relativamente fácil elaboração de estudos paramétricos, em regra muito úteis para orientar decisões. Através das metodologias numéricas geralmente não se consegue este objetivo com a concisão e facilidade de utilização das expressões matemáticas (Cardoso, 2004).

6.3 – Acoplamento de diversas metodologias

Para análise de estruturas geotécnicas, tem-se assistido, nas últimas décadas, a uma generalização da utilização de métodos numéricos para a resolução de problemas com geometrias complexas. Destaque especial tem vindo a ser dado ao método dos elementos finitos (FEM), devido

à sua elevada versatilidade; sem embargo, métodos alternativos, como o método dos elementos de contorno (BEM) ou o método das soluções fundamentais (FSM), podem ser vantajosos em determinadas situações, nomeadamente para simulação de meios semi-indefinidos submetidos a ações dinâmicas.

A utilização de métodos numéricos discretizados, como o FEM ou o FDM (método das diferenças finitas), na análise de problemas de interação maciço de fundação – estrutura defronta-se sempre com a questão de como atender ao caráter infinito da realidade geométrica do maciço de fundação face à dimensão do modelo discretizado. De facto, os métodos numéricos referidos são especialmente vocacionados para a análise de meios confinados nos quais as condições de fronteira se encontrem totalmente definidas (Andersen *et al.*, 2007). Esta condição conceptual exige, portanto, a limitação do domínio geométrico de análise a dimensões compatíveis com a resolução através dos meios computacionais disponíveis. Em problemas estáticos, esta limitação é facilmente contornável, bastando para isso proceder à limitação do domínio discretizado a uma distância suficientemente afastada da zona de interesse, introduzindo assim uma fronteira artificial ao problema, na qual são impostas as condições de fronteira de Dirichlet ou de Neuman (Cook *et al.*, 2002), sendo estas condições usualmente designadas como condições de fronteira elementares. Embora este procedimento simples de truncatura do domínio se revele eficaz e eficiente, a dimensão do meio discretizado pode ser reduzida utilizando elementos especiais, designados por elementos infinitos estáticos, os quais permitem uma melhor simulação do meio para um menor esforço computacional (Couto Marques *et al.*, 2002).

Porém, os procedimentos simples indicados no parágrafo anterior não são, regra geral, aplicáveis a análises dinâmicas, pois não respeitam a condição de radiação de Sommerfeld (1949), a qual postula, para um meio homogéneo isotrópico e (semi-) indefinido, a impossibilidade de a energia radiada regressar ao domínio de análise, ou seja, o campo infinito absorve energia mas não constitui uma fonte energética.

Dada a sua génese, métodos alternativos, como o BEM ou o FSM, são especialmente adequados para simulação de espaços não confinados, dado o facto de se basearem em soluções fundamentais, as quais são, em algumas situações, avaliadas de forma analítica. Contudo, estes métodos apresentam também alguns inconvenientes, nomeadamente no que toca à simulação de geometrias complexas (François *et al.*, 2008; Sheng *et al.*, 2006).

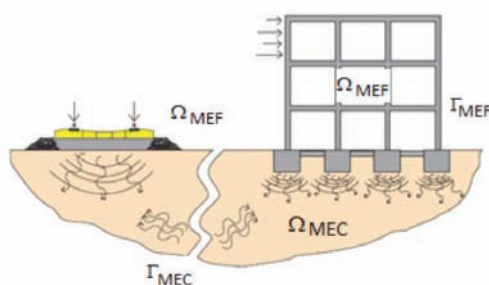


Fig. 8 – Representação esquemática de uma formulação híbrida [MEF = FEM; MEC = BEM].

Nestas circunstâncias, uma alternativa viável passa pelo recurso a modelos numéricos híbridos, nos quais a estrutura e o domínio próximo são simulados por recurso ao FEM, ao passo que o meio indefinido é modelado recorrendo ao BEM ou ao FSM (Andersen *et al.*, 2007; Sheng *et al.*, 2006; Estorff & Kausel, 1989; Andersen, 2002). Como é evidente, as duas partes do problema global estão ligadas e como tal, ao longo da fronteira de delimitação dos dois domínios, os

requisitos de equilíbrio de tensões e continuidade de deslocamentos têm obrigatoriamente de ser respeitados, tal como se ilustra esquematicamente na Figura 8. Este tipo de abordagem permite tirar partido do melhor de cada um dos métodos, atendendo à especificidade não só do meio mas também do método numérico em si.

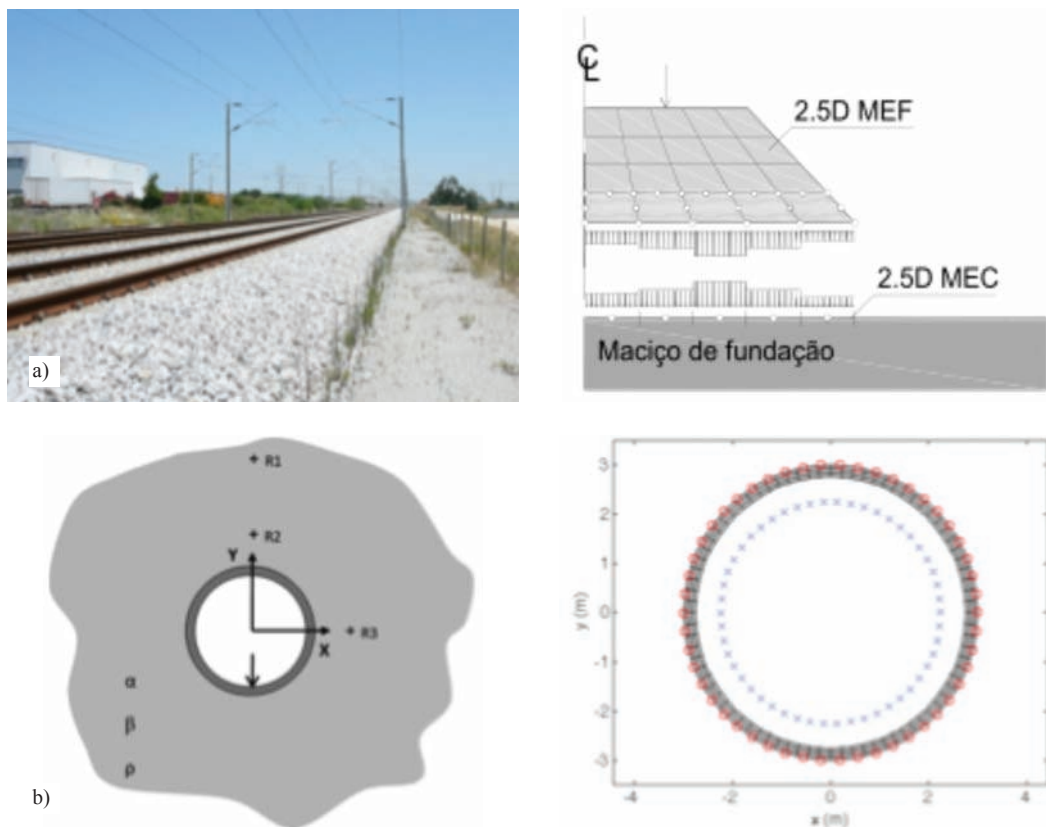


Fig. 9 – Métodos híbridos para simulação de: a) via férrea por um método 2.5D FEM-BEM (Alves Costa *et al.*, 2012); b) túnel por um método 2.5D FEM-FSM (Amado Mendes *et al.*, 2014).

Ainda neste âmbito deve ser destacada a combinação de soluções analíticas com formulações numéricas. Este tipo de abordagem é especialmente útil quando os problemas não implicam grandes incursões no regime não linear. Tal é o caso dos problemas de propagação de vibrações, onde os campos de deformação induzidos no maciço geotécnico correspondem praticamente a deformações elásticas. Nesse contexto, e quando as estruturas em estudo apresentam grande desenvolvimento longitudinal, como é o caso das infraestruturas de transporte, é possível recorrer a técnicas transformadas para a resolução dos sistemas de equações. Um desses métodos é designado por 2.5D, o qual permite obter a resposta tridimensional do meio recorrendo apenas à discretização da secção transversal, já que a geometria do mesmo se admite como invariante na direção perpendicular. Nesse caso o sistema de equações é simplificado através da resolução analítica de algumas operações de derivação e integração inerentes ao método numérico em causa. Este tipo de técnica tem sido vastamente utilizado na previsão de vibrações em infraestruturas de transporte (Alves Costa *et al.*, 2010, 2012; François *et al.*, 2010), tais como ferrovias ou túneis ferroviários (Lopes *et al.*, 2014; Amado Mendes *et al.*, 2014), podendo ser combinado tanto com o

FEM, como com o BEM ou o FSM. Nesses casos as geometrias complexas são simuladas pelo FEM, ao passo que os domínios não definidos são simulados através de método alternativo capaz de atender à especificidade do domínio em causa. Na Figura 9, apresentam-se dois casos de aplicação de métodos acoplados, um para a simulação de uma linha férrea e outro para a simulação de um túnel embebido num espaço indefinido.

6.4 – Método dos Elementos Discretos (DEM)

O método dos elementos discretos (ou dos elementos distintos ou de partículas) (DEM, *discrete element method*) é um método numérico que simula a resposta dos materiais granulares considerando as partículas individualmente e usando modelos relativamente simples para modelar a interação entre elas. Segundo Jiang e Yu (2006) a principal vantagem do DEM reside em o comportamento complexo de um conjunto discreto de partículas poder ser controlado por leis de contacto entre partículas muito simples.

Argumentando com o que entende serem as duas principais limitações das metodologias contínuas de análise – em primeiro lugar, a inexistência de adequadas leis tensão-deformação ou as leis excessivamente complicadas com parâmetros de significado obscuro e, em segundo lugar, a dificuldade de lidar com as superfícies de rotura que ocorrem naturalmente – Cundall (2001) sugere que a tendência futura para a modelação numérica de solos e rochas passa pela substituição das metodologias contínuas pelos métodos DEM. Isto porque, segundo Cundall, “(...) conjuntos de partículas (ligadas entre si para representar rochas ou desligadas para representar solos) captam o comportamento complexo do material real mediante a adoção a nível local de hipóteses simples e de alguns poucos parâmetros; o complexo comportamento global é, então, uma característica emergente do conjunto de partículas (...)”.

Com efeito, originalmente concebido para solos arenosos secos (Cundall e Strack, 1979) o DEM tem tido um forte desenvolvimento sobretudo desde o começo do presente século; é bem aceite como uma ferramenta importante para investigar o comportamento dos solos e os estudos realizados têm permitido concluir que muitos aspetos chave da resposta dos materiais às solicitações “emergem” da aplicação dos modelos DEM (O’Sullivan, 2011). Contudo, até ao presente, as maiores contribuições da aplicação dos métodos DEM em Geotecnia têm sido no âmbito da compreensão do comportamento fundamental (micromecânica) dos materiais granulares ou dos maciços compartimentados. No Quadro 6 resumem-se os levantamentos das aplicações mais comuns do DEM feitos por Jiang e Yu (2006) e O’Sullivan (2011), seguindo metodologias de agregação distintas.

Constata-se ser muito mais comum o uso do DEM em estudos fundamentais do comportamento dos solos, em que se modelam amostras (ensaio de elementos), do que nos relativos à resolução de problemas práticos, sendo que, entre estes, se destaca a simulação dos problemas de penetração (CPT e cravação de estacas). A aplicação de DEM a problemas reais implica necessariamente a consideração de fatores de escala de valor mais ou menos elevado (note-se que na simulação de ensaios de provetes também se tem que usar fatores de escala, embora de valores muito inferiores). Ainda assim o número de partículas envolvidas na simulação de problemas reais é enorme (centenas de milhares a milhões), o que torna a resolução numérica extremamente pesada. Mais adiante descreve-se um exemplo em que se põe em relevo estas questões.

Os métodos dos elementos distintos aplicam-se sobretudo a solos granulares e a maciços compartimentados. O’Sullivan (2011) considera que a dimensão mínima é 100 µm (areia fina), isto é, as partículas devem ser suficientemente grandes para que as forças atrativas superficiais sejam desprezáveis face às forças de inércia. Por isso, a simulação do comportamento de argilas é muito menos comum, visto ser muito mais complexa, não só por causa das forças superficiais, como também devido à forma das partículas.

Quadro 6 – Levantamento das aplicações de DEM.

Jiang e Yu (2006)	O'Sullivan (2011)
Ensaio de elementos (amostras)	
Mecânica dos solos granulares: i) análise dos critérios de rotura; ii) leis de contacto Teoria da fluência: i) análises da teoria; ii) leis incorporando a fluência Anisotropia das argilas: i) comportamento anisotrópico das argilas; ii) leis de contacto Britagem de partículas: i) mecanismo de fraturação e esmagamento; ii) leis de contacto Localização das deformações: i) formação de bandas de corte; ii) leis de contacto atendendo à resistência à rotação dos materiais granulares Comportamento dinâmico ou liquefação – discos dispostos: i) regularmente; ii) aleatoriamente	Ensaio de compressão biaxial (2D): i) materiais não ligados incluindo a resistência à rotação; ii) partículas ligadas (maciços rochosos) Ensaio triaxiais / Ensaio de deformação plana Ensaio triaxiais “verdadeiros”: com fronteiras periódicas Ensaio de corte direto Ensaio de corte simples Ensaio de corte das interfaces
Problemas práticos de campo em escala macro	
Mecanismos de penetração em terrenos granulares	Penetração do CPT e de estacas Interação máquina-solo Efeitos de arco em escala de campo

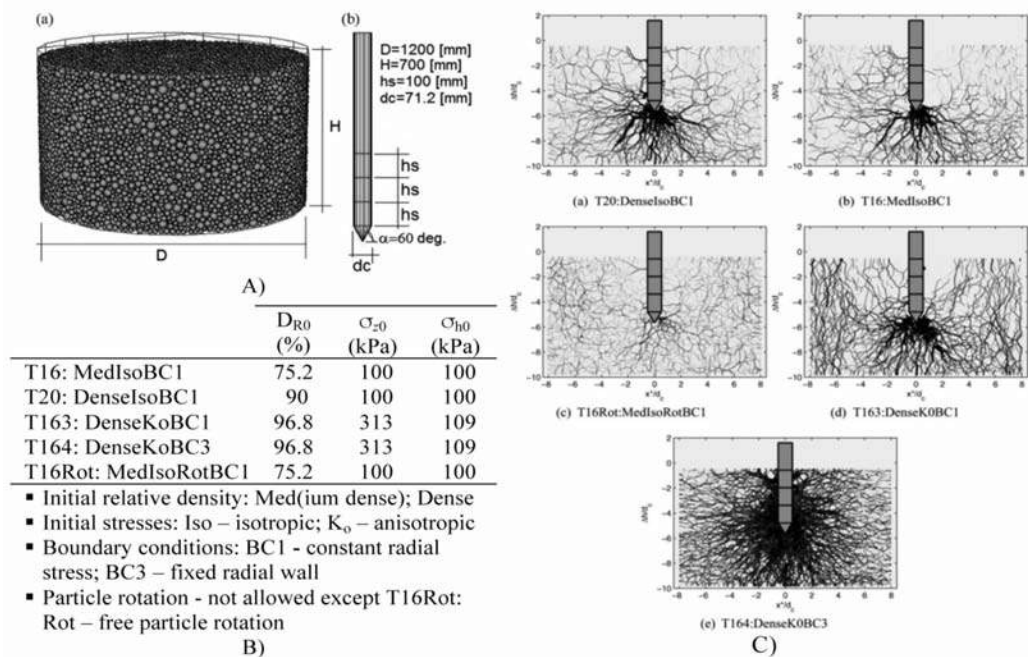


Fig. 10 – Estudo numérico baseado no DEM da execução de ensaios CPT numa câmara de calibração virtual.

(A) Visualização dos componentes do modelo DEM e das suas dimensões: (a) câmara de calibração; (b) cone do CPT. (B) Características dos ensaios CPT realizados na câmara de calibração virtual. (C) Forças normais de contacto entre partículas pertencentes a uma secção vertical da câmara. (Butlanska *et al.*, 2014).

Os resultados das simulações DEM podem ser descritos usando variáveis discretas ou contínuas. As variáveis discretas são as diretamente relacionadas com as unidades básicas do modelo, ou seja, as partículas e os contactos; são exemplos as forças nos contactos, as orientações dos contactos, os deslocamentos das partículas, etc. As variáveis contínuas são as que também são empregues na mecânica dos meios contínuos: os tensores das tensões e das deformações são as mais comuns (Butlanska *et al.*, 2014). Nos estudos baseados em técnicas DEM há geralmente a preocupação de relacionar o que ocorre ao nível das partículas (escala micro), nomeadamente nos contactos entre as partículas, com a resposta global do conjunto (escala macro).

A maior parte dos estudos que têm sido publicados utilizam os códigos comerciais PFC 2D e PFC 3D (PFC, *Particle Flow Code*), que derivam do código inicial desenvolvido por Cundall e Strack (1979), ainda que comecem a aparecer alternativas (O'Sullivan, 2011).

A título de exemplo de aplicação do método dos elementos discretos considera-se um trabalho apresentado muito recentemente por Butlanska *et al.* (2014) sobre a simulação 3D de ensaios CPT realizados em câmara de calibração. A simulação foi feita com 59.986 partículas esféricas com um fator de escala de 50 (Figura 10 - A); um cálculo típico demorou cerca de 1 dia num PC (Intel Core 2 Quad, Q6600 @ 2.40 GHz, 3.25 GB of RAM). O estudo analisa a resposta na escala macro (resistência do cone em função da penetração), na escala intermédia (campos de tensão e de deformação obtidos por medianização e interpolação) e na escala micro (deslocamentos das partículas e distribuição das forças nos contactos). Foram estudados os efeitos das condições de fronteira radiais, do estado de tensão inicial, do estado de compacidade inicial e a influência da rotação das partículas. A Figura 10 sintetiza os ensaios realizados e mostra as forças normais de contacto entre partículas obtidas nos vários ensaios virtuais.

6.5 – Método dos Elementos/Partículas Finitas (PFEM)

O método dos elementos/partículas finitas (PFEM) tem vindo a ser desenvolvido sobretudo pelas equipas do *International Center for Numerical Methods in Engineering* (CIMNE) da Universidade Politécnica da Catalunha. Inicialmente foi concebido para resolver problemas de interação fluido-estrutura envolvendo grandes movimentos. O aspeto chave do PFEM reside na modelação do movimento dos nós (partículas) em ambos os domínios, fluido e estrutural; os nós são vistos como partículas que se podem mover livremente e podem mesmo separar-se do domínio principal, como acontece, por exemplo, com a queda de gotas de água. A malha liga os nós definindo o domínio discretizado onde as equações de governo são resolvidas, com acontece no FEM *standard*. Portanto, os meios contínuos são discretizados em partículas que se movem sujeitas às forças gravíticas e às forças de superfície, devidas à interação com as partículas vizinhas. Todas as propriedades físicas, tais como, a densidade, a viscosidade, a condutividade, etc., bem como as variáveis que definem o estado temporal, tais como, a velocidade e a posição, e ainda outras variáveis como a temperatura são atribuídas às partículas e são transportadas com os movimentos das partículas (Idelsohn *et al.*, 2004 e 2006; Oñate *et al.*, 2004 e 2006).

O método foi aplicado à resolução de problemas de interação fluido-estrutura (FSI, *fluid-structure interaction*) que implicam grandes movimentos de partículas sólidas ou de fluidos, nomeadamente da superfície livre (quebra de ondas, salpicamento, separação de partículas líquidas – queda de gotas –, etc.) ou que envolvem corpos submersos ou parcialmente submersos (hidrodinâmica de navios, estruturas offshore, descarregadores de barragens, escoamento em superfície livre (por exemplo, em canais), contentores de líquidos, etc.).

Mais recentemente o PFEM foi alargado para possibilitar a sua aplicação à análise de problemas complexos envolvendo a interação de fluidos com o solo e com a estrutura (FSSI, *fluid-soil-structure interaction*), tais como o movimento de pedras em correntes de água, a erosão das

margens de rios e junto a pilares de pontes, a estabilidade de quebra-mares, o estudo de escorregamentos de taludes e de avalanches, etc. (Oñate *et al.*, 2011). Nas Figuras 11 e 12 mostra-se alguns exemplos de aplicação do PFEM. Muito recentemente, Santos (2014) sugeriu a aplicação do PFEM ao estudo dos fenómenos de erosão interna.

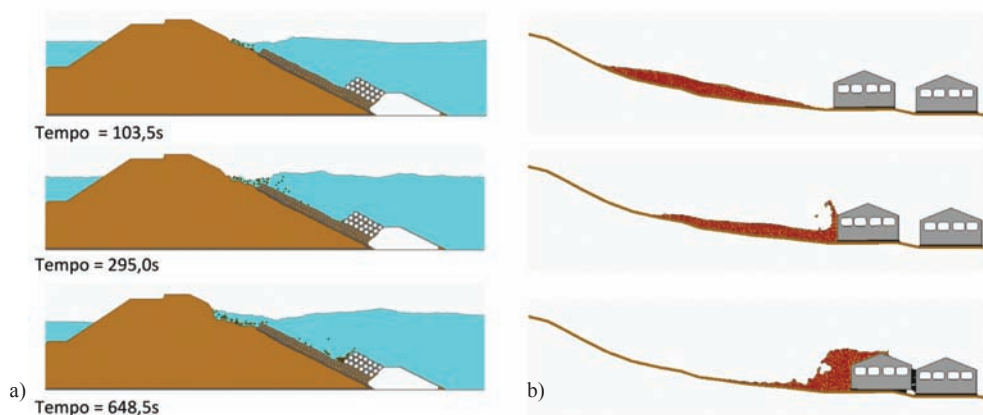


Fig. 11 – a) Evolução da erosão de uma zona não protegida de um quebra-mar devido à ondulação marítima; b) Deslizamento de terras sobre duas construções (Oñate *et al.*, 2011).

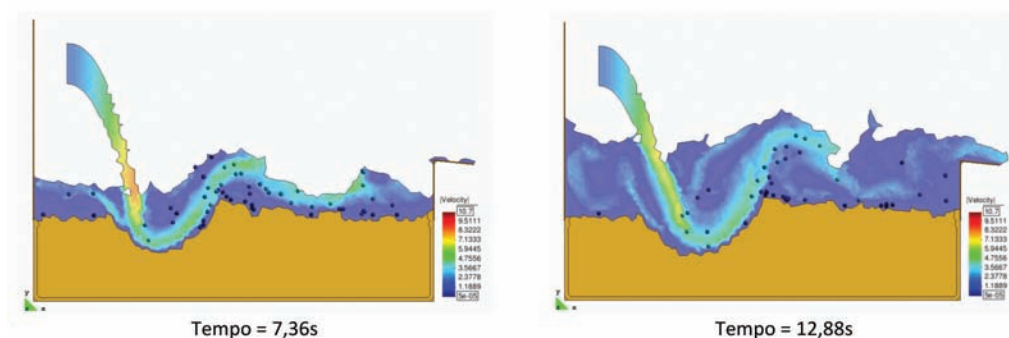


Fig. 12 –Erosão, transporte e deposição de partículas de solo na sequência do impacto de um jato de água (Oñate *et al.*, 2011).

6.6 – Método dos Elementos Finitos Aleatórios (RFEM)

O método dos elementos finitos aleatórios (RFEM, *Random Finite Element Method*) é uma extensão do método tradicional no qual se incorpora a incerteza de todas as variáveis principais. O método foi introduzido na década de 90 por Griffiths e Fenton (Griffiths & Fenton, 1993; Fenton & Griffiths, 1993), mas a sua aplicação tem aumentado a partir do início do presente século.

Um dos aspetos mais interessante do RFEM é o facto de permitir a consideração da variabilidade espacial dos terrenos, como se esquematiza na imagem inferior direita da Figura 13. Esta potencialidade pode ser usada para tratar questões com evidentes e importantes consequências

práticas. Para ilustrar esta possibilidade deita-se mão de um artigo apresentado muito recentemente pela equipe da Universidade Nova de Lisboa que tem vindo a trabalhar neste domínio (Simões *et al.*, 2014); foi estudado um problema clássico da Mecânica dos Solos – sapata corrida, de largura B , sujeita a uma carga vertical centrada e assente na superfície horizontal de um terreno com comportamento não drenado, definido pela resistência não drenada constante, c_u – mas com uma distribuição espacial aleatória de c_u , na senda do que fizeram muitos outros investigadores. Porém, os estudos anteriores eram 2D, não permitindo captar completamente a influência da variabilidade espacial (na 3ª direção); em contrapartida, Simões *et al.* (2014) usaram um modelo 3D que consiste na implementação do teorema da região superior da análise limite no quadro da formulação dos elementos finitos. As propriedades do terreno, definidas por um campo aleatório 3D, variam de elemento para elemento, sendo distribuídas por estes em função dos parâmetros da variável c_u , o valor médio, μ_{c_u} , e os que definem a incerteza, desvio padrão, σ_{c_u} , e a escala de flutuação (variabilidade espacial), θ_{c_u} . Considera-se que a variável c_u tem distribuição lognormal.

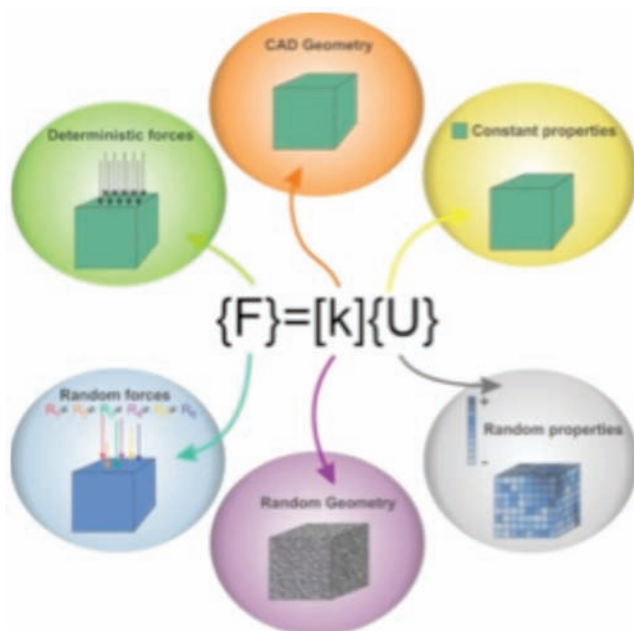


Fig. 13 –As imagens superiores representam a versão tradicional do FEM, determinística; as imagens inferiores representam o FEM aleatório (<http://randomfem.blogspot.pt/2013/02/what-is-random-finite-element-method.html?view=flipcard>).

A Figura 14 mostra os resultados da aplicação dos modelos 2D e 3D, sem se considerar a aleatoriedade do terreno. Em qualquer dos casos obteve-se para a capacidade de carga um valor praticamente coincidente com o conhecido valor teórico, que é $q_R = N_c c_u$, com $N_c = 2 + \pi$.

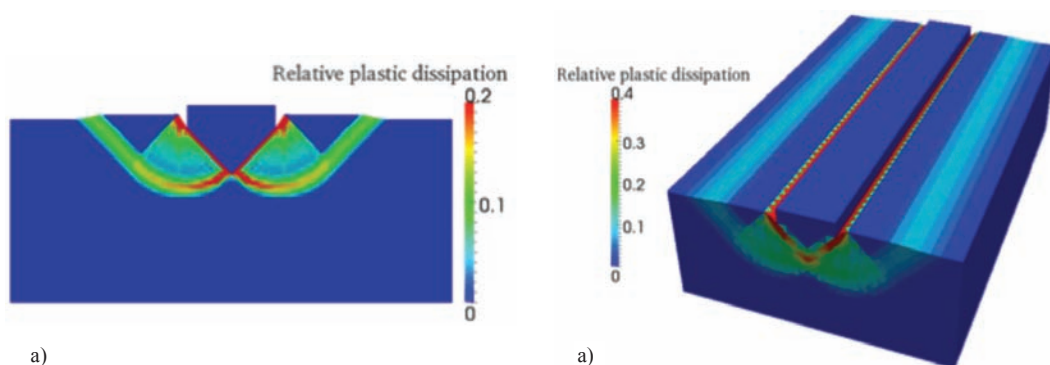


Fig. 14 – Mecanismo (de Prandtl) de colapso de uma sapata contínua sobre um solo homogêneo:

- a) modelo 2D com 16.400 elementos triangulares de 6 nós;
b) modelo 3D com 428.544 elementos tetraédricos de 10 nós (Simões *et al.*, 2014).

A capacidade de carga foi analisada considerando a incerteza (caracterizada pela variância) e a heterogeneidade (variabilidade espacial, caracterizada pela escala de flutuações). Foram considerados dois casos, com os valores indicados no Quadro 7. Para cada caso foram consideradas 3 abordagens:

- modelo 2D (estado plano de deformação) com campo aleatório 2D, assumindo que a escala de flutuações na 3ª direção é infinita; esta abordagem segue as investigações anteriores;
- modelo 3D com campo aleatório 3D;
- modelo 2D com campo aleatório 3D, considerando em cada elemento o valor médio da propriedade ao longo da 3ª direção; esta abordagem é adiante referenciada por 2,5D.

Quadro 7 – Valores dos parâmetros estatísticos adotados nos cálculos [variável c_u (μ_{cu} - valor médio) com distribuição lognormal] (Simões *et al.*, 2014).

Desvio padrão, σ_{cu} (kPa)	Coefficiente de variação, $CV_{cu} = \sigma_{cu} / \mu_{cu}$ (m)	Escala de flutuações ⁽¹⁾ $\theta_{incu} = \theta_{cu}$	$\Theta_{incu} = \Theta_{cu} = \theta_{cu} / B$
50	0,5	2,0	2,0
100	1,0	8,0	8,0

(1) Distância de correlação

Foram executados para cada caso 2200 cálculos com o modelo 3D correspondentes a outras tantas amostragens da variabilidade espacial dos terrenos considerados. As Figuras 15 e 16 exemplificam graficamente os resultados obtidos.

Como se constata na Figura 17 os histogramas resultantes dos dois conjuntos de cálculos são muito bem modelados por distribuições lognormais, como seria expectável dado que se considerou que a resistência não drenada possui esse tipo de distribuição.

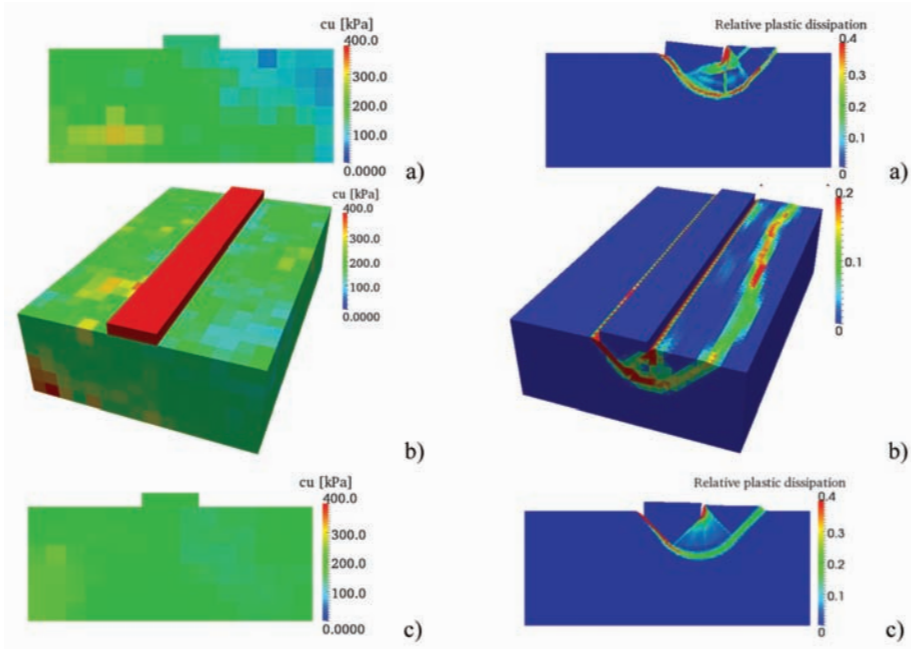


Fig. 15 – $CV_{cu} = 0,5$ e $\Theta_{incu} = \Theta_{cu} = 8$; mecanismo de colapso (lado direito) correspondente a uma amostra da distribuição espacial de c_u (lado esquerdo):
a) abordagem 2D; b) abordagem 3D; c) abordagem 2,5D (Simões *et al.*, 2014).

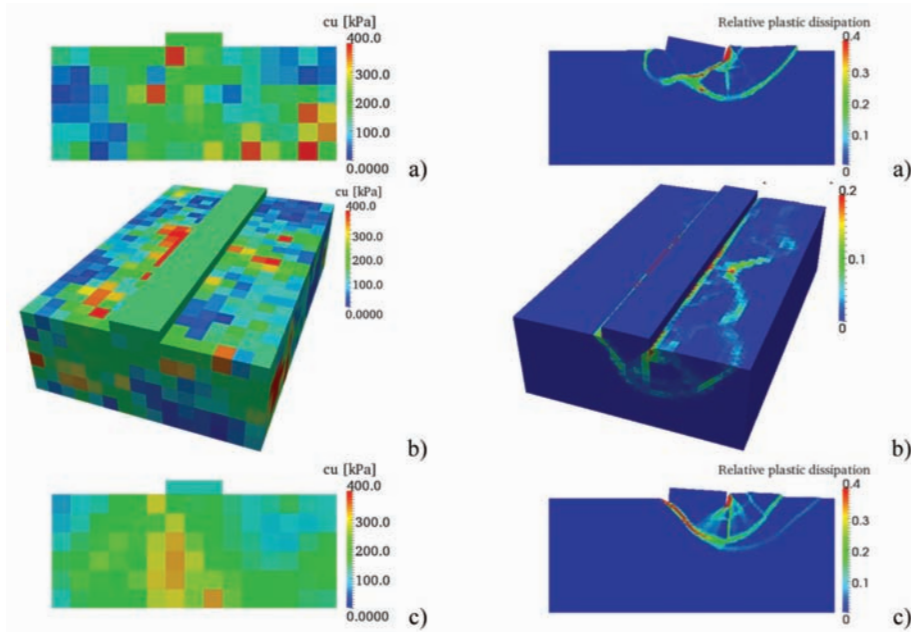


Fig. 16 – $CV_{cu} = 1,0$ e $\Theta_{incu} = \Theta_{cu} = 2$; mecanismo de colapso (lado direito) correspondente a uma amostra da distribuição espacial de c_u (lado esquerdo):
a) abordagem 2D; b) abordagem 3D; c) abordagem 2,5D (Simões *et al.*, 2014).

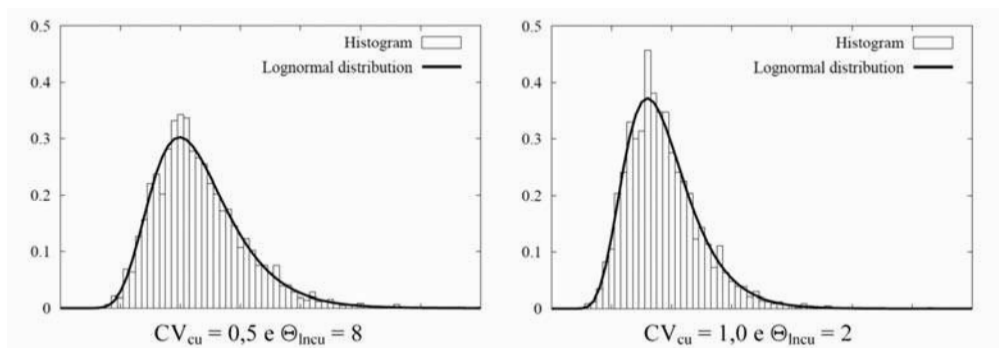


Fig. 17 – Distribuição probabilística da capacidade de carga – modelo 3D (Simões *et al.*, 2014).

No Quadro 8 apresentam-se os parâmetros (valor médio e desvio padrão) que caracterizam as distribuições lognormais resultantes dos 3 tipos de cálculos, 2D, 3D e 2,5D. Considerou-se a variável normalizada, definida do seguinte modo.

$$\Phi = F_{R\text{Nor.}} = \frac{F_R}{(2 + \pi) \mu_{cu} B L} = \frac{c_u^*}{\mu_{cu}} \quad (1)$$

Note-se que as variáveis c_u^* e c_u são diferentes, pois os respectivos parâmetros estatísticos são todos diferentes; a variável c_u^* coincide com c_u apenas quando não se considera a variabilidade espacial (1ª linha em ambos os casos). Acresce ainda que, enquanto a variabilidade de c_u é caracterizada por dois parâmetros, o coeficiente de variação, σ_{cu} , e a escala de flutuações normalizada, $\Theta_{cu} = \theta_{cu} / B$, a variabilidade de c_u^* é definida apenas pelo seu coeficiente de variação, que incorpora a variabilidade espacial. Portanto, a variabilidade espacial, modelada através dos cálculos, é refletida em c_u^* .

Quadro 8 – Parâmetros estatísticos das distribuições resultantes dos cálculos efetuados (mostradas na Figura 17 para as abordagens 3D) (adaptado de Simões *et al.*, 2014).

		$\mu_\Phi = \mu_{cu}^* / \mu_{cu}$	$\sigma_\Phi = \sigma_{cu}^* / \mu_{cu}$	$CV_\Phi = CV_{cu}^*$	k_Φ	$CVG_{cu}^{(1)}$	$E(\theta_{cu} / B)$
$CV_{cu} = 0,5$ $\Theta_{incu} = \Theta_{cu} = 8$	s/var.esp.	1	0,5	0,5	0,411	0,5	1
	var.esp. - 2D	0,867	0,380	0,438	0,398	0,518	1,035
	var.esp. - 3D	0,927	0,327	0,353	0,497	0,395	0,789
	var.esp. - 2,5D	0,929	0,329	0,354	0,497	0,395	0,790
$CV_{cu} = 1,0$ $\Theta_{incu} = \Theta_{cu} = 2$	s/var.esp.	1	1	1	0,180	1	1
	var.esp. - 2D	0,590	0,359	0,609	0,200	0,930	0,930
	var.esp. - 3D	0,723	0,239	0,331	0,404	0,510	0,510
	var.esp. - 2,5D	0,835	0,277	0,332	0,465	0,431	0,431

(1) $CVG_{cu} = CV_{cu} E(\theta_{cu} / B)$

Na Figura 18 mostra-se as distribuições probabilísticas da capacidade de carga normalizada traçadas usando os parâmetros do Quadro 8. Nas partes inferiores da figura, onde estão desenhados os troços iniciais das funções de distribuição acumulada, pode-se apreciar a diferença que existe entre os valores característicos da capacidade de carga normalizada em função do tipo de abordagem. O valor característico, definido como sendo o valor de Φ para o qual existe uma probabilidade de 5% de ocorrer um valor menor, pode ser calculado pela expressão (2), o que é feito no Quadro 8:

$$k_{\Phi} = (\mu_{\Phi} / p_{\Phi}) \exp[-1,645 \sqrt{2} \sqrt{(\ln p_{\Phi})}] \quad \text{com} \quad p_{\Phi} = \sqrt{(1 + CV_{\Phi}^2)} \quad (2)$$

Os resultados do Quadro 8 ou da Figura 18 respeitantes a k_{Φ} mostram que o valor característico da capacidade resistente é fortemente afetado pela variabilidade espacial na 3ª direção. Quando se considera essa variabilidade (abordagem 3D) o valor característico aumenta mais de 20%, no 1º caso ($CV_{cu} = 0,5$ e $\Theta_{Incu} = \Theta_{cu} = 8$, distância de correlação relativamente elevada), e mais de 100%, no 2º ($CV_{cu} = 1,0$ e $\Theta_{Incu} = \Theta_{cu} = 2$, distância de correlação relativamente curta), em relação às abordagens em que não se considera a variabilidade espacial ou ela é considerada apenas em 2D. As abordagens 2,5D conduzem a resultados muito bons, se a escala de flutuações for relativamente elevada, e apenas razoáveis, se for relativamente curta.

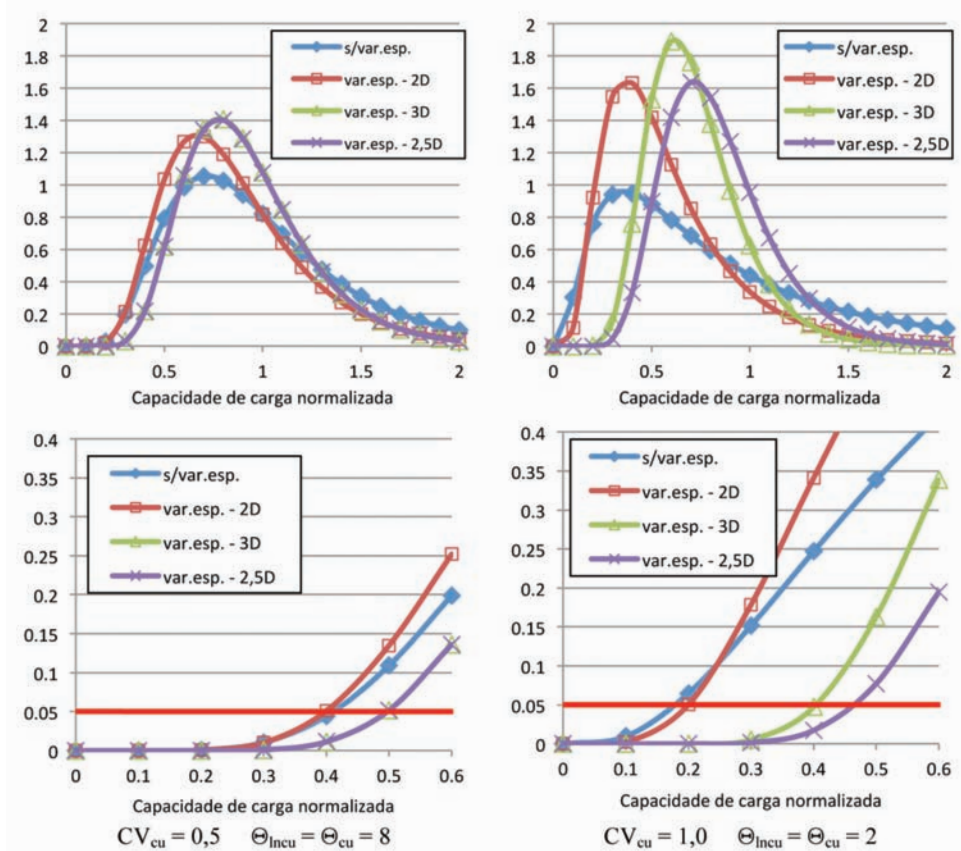


Fig. 18 – Distribuição probabilística da capacidade de carga normalizada (em cima, representa-se as funções de densidade de probabilidade, f_{Φ} , e em baixo a porção inicial das funções de distribuição acumulada, F_{Φ}).

Os resultados agora obtidos podem ser usados para melhorar a definição do valor característico do parâmetro inicial c_u . Para tal considere-se que a variabilidade global é definida por um coeficiente de variação global, CVG_{cu} , que, por hipótese, resulta do produto do contributo das duas variabilidades, a incerteza, através do coeficiente de variação CV_{cu} , e a heterogeneidade, através de uma função da escala de flutuações normalizada, $E(\theta_{cu} / B)$, ou seja

$$CVG_{cu} = CV_{cu} E(\theta_{cu} / B) \quad (3)$$

A função $E(\theta_{cu} / B)$ tem valor unitário quando a escala de flutuações é infinita (quer dizer, não se entra em linha de conta com a variabilidade espacial). Considerando o coeficiente de variação global, o valor característico de c_u (distribuição lognormal) é definido por

$$k_{cu} = (\mu_{cu} / p_{cu}) \exp[-1,645 \sqrt{2} \sqrt{(\ln p_{cu})}] \quad \text{com} \quad p_{cu} = \sqrt[3]{(1 + CVG_{cu}^2)} \quad (4)$$

Considere-se agora que o valor característico da capacidade de carga da sapata calculada com os parâmetros μ_{cu} e CVG_{cu} é igual ao calculado com μ_{cu*3D} e CV_{cu*3D} , o que implica $k_{cu} = k_{cu*3D}$. Daqui conclui-se sequencialmente que

$$k_{cu} = k_{cu*} = k_{\phi} \mu_{cu} \rightarrow k_{\phi} = \exp[-1,645 \sqrt{2} \sqrt{(\ln p_{cu})}] / p_{cu} \quad \text{com} \quad p_{cu} = \sqrt[3]{(1 + CVG_{cu}^2)} \quad (5)$$

Atendendo aos valores de k_{ϕ} do Quadro 8 e usando a expressão (5), calcula-se CVG_{cu} e, depois, $E(\theta_{cu} / B)$, o que está feito no mesmo quadro. Esta função tende para 1 quando a escala de flutuação tende para infinito, pelo que poderá ser do tipo hiperbólico; por outro lado, a função deve ser nula quando a escala de flutuações também o for. Calculou-se para a abordagem 3D o parâmetro da hipérbole que garante um melhor ajuste aos dois valores disponíveis e representa-se a curva correspondente na Figura 19.

$$E(\theta_{cu} / B) = \frac{\theta_{cu} / B}{\theta_{cu} / B + 2,028} \quad (6)$$

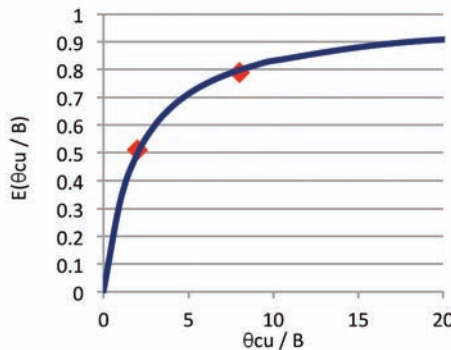


Fig. 19 – Função $E(\theta_{cu} / B)$ determinada com base nos resultados da abordagem 3D.

Em suma, demonstrou-se a utilidade prática do RFEM para orientar de forma bem sustentada a escolha dos valores dos parâmetros característicos das variáveis que afetam os dimensionamentos. É óbvio que o exemplo apresentado é muito simples e que ainda se dispõe de poucos resultados, pelo que o que se fez constitui pouco mais do que uma hipótese de trabalho. Terá que ser através da acumulação de resultados de experiências numéricas como as realizadas por Simões *et al.* (2014) que essa hipótese poderá ser validada ou não. Há igualmente que estudar quais os outros fatores que afetam a função $E(\theta_{cu} / B)$, designadamente, o tipo de problema em consideração.

Cada uma das experiências numéricas descritas implica um enorme volume de cálculos; por isso, é muito interessante a abordagem alternativa acima designada por 2,5D, proposta por Simões *et al.* (2014); o seu ajuste à abordagem “forte” (3D) deve, por isso, ser estudado.

7 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a cuidada revisão do texto feita pelo colega e amigo Professor José Couto Marques.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alves Costa, P.; Calçada, R.; Couto Marques, J.; Cardoso, A.S. (2010). *A 2.5D finite element model for simulation of unbounded domains under dynamic loading*. Proceedings of the 7th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, T. Benz & S. Nordal (Eds.): Trondheim, pp. 782-790.
- Alves Costa, P.; Calçada, R.; Cardoso, A.S. (2012). *Track-ground vibrations induced by railway traffic: In-situ measurements and validation of a 2.5D FEM-BEM model*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, **32**(1):111-128.
- Amado Mendes, P.; Godinho, L.; Alves Costa, P. (2014). *2.5D modeling of soil-structure interaction using a coupled MFS-FEM formulation*. Proceedings of the 11th World Congress on Computational Mechanics. E. Oñate, J. Oliver & A. Huerta (Eds.).
- Andersen, L. (2002). *Wave propagation in infinite structures and media*, Aalborg University.
- Andersen, L.; Nielsen, S.; Krenk, S. (2007). *Numerical methods for analysis of structure and ground vibration from moving loads*. Computers and Structures, **85**, pp. 43-58.
- Arroyo, K.; Bhattacharya, P.; Biljecki, F.; Kalpoe, D.; Muñoz, A.; Van der Torren, P.T.; Verlaar, S.; Yu, H.; Verbree, E.; Eleftherakis, D.; Van Zwieten, G.J.; Hanssen, R. (2009). *Satellite radar observation feasibility study for large infrastructural public works: A case study on the Delft train tunnel*. Final report. Geomatics Synthesis Project 4, Delft University of Technology.
- ASCE - American Society of Civil Engineers (2007). *The vision for Civil Engineering in 2025* (based on the Summit on the Future of Civil Engineering, June 21-22, 2006). Task Committee to Plan a Summit on The Future of the Civil Engineering Profession.
- Babu, G.L.S. (2012). *Emerging aspects in Microbial Geotechnology and Ground Improvement*. Indian Institute of Science, Bangalore. (<http://nptel.ac.in/courses/105108075/module9/Lecture39.pdf>)
- Barbour, S.L.; Krahn, J. (2004). *Numerical Modelling – Prediction or Process?* Geotechnical News, December 2004.

- Boyd, P.D. (2008). *Ranking geo-engineering schemes*. Nature Geoscience, 1: 722-724.
- Brandl, H. (2011). *Importance of geotechnics in today's and future civil engineering - Public image, risks and responsibilities and future aspects of civil/geotechnical engineering*. e-GFOS, Electronic Journal of the Faculty of Civil Engineering Osijek, no.3, pp. 120-136.
- Butlanska, J.; Arroyo, M.; Gens, A.; O'Sullivan, C. (2014). *Multi-scale analysis of cone penetration test (CPT) in a virtual calibration chamber*. Canadian Geotechnical Journal, 51(1): 51-66.
- Cardoso, A.S. (2004). *Modelação e segurança*. Conferência temática, 9º Congresso Nacional de Geotecnia, 19-23 abril, Aveiro.
- Cardoso, A.S. (2015). *Desenvolvimento da Geotecnia. Condicionantes gerais e específicas*. Revista Geotecnia, nº 135, pp. 05-39.
- Cardoso, A.S. (2016). *Desenvolvimento da Geotecnia. Necessidade infraestruturais e perspectivas genéricas*. Revista Geotecnia, nº 136, pp. 03-26.
- Carter, J.P.; Desai, C.S.; Potts, D.M.; Schweiger, H.F.; Sloan, S.W. (2000). *Computing and Computer Modelling in Geotechnical Engineering*. International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, GeoEng 2000, 19-24 November 2000, Melbourne, Australia, 1157-1252.
- Cascini, L.; Peduto, D.; Reale, D.; Arena, L.; Ferlisi, S.; Verde, S.; Fornaro, G. (2013). *Detection and monitoring of facilities exposed to subsidence phenomena via past and current generation SAR sensors*. Journal of Geophysics and Engineering, 10, 6, 64001-64014. IOP Publishing.
- Chowdhury, R.; Flentje, P. (2007). *Perspectives for the future of Geotechnical Engineering*. Proceedings of the International Conference on Civil Engineering for the New Millennium: Opportunities and Challenges, Bengal Engineering College, Shibpur, India.
- Clough, G.W. (2006). *The Past and Future of Computing in Geotechnical Engineering: The Inside-out View*. Geo Institute's 2006 Geo Congress, Atlanta, Georgia.
- Cook, R.D.; Malkus, D.S.; Plesha, M.E.; Witt, R.J. (2002) *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*, 4th edition. John Wiley & Sons.
- Couto Marques, J.; Alves Costa, P.; Monteiro, A. (2002). *Modelação numérica de maciços semi-indefinidos*. Atas do 8º Congresso Nacional de Geotecnia: Lisboa, pp. 959-968.
- Cundall, P.A. (2001). *A discontinuous future for numerical modelling in geomechanics?* Proc. Instit. Civ. Eng. Geotech. Eng., 149(1), 41-47.
- Cundall, P.; Strack, O. (1979). *A discrete numerical model for granular assemblies*. Géotechnique, 29(1), 47-65.
- DeJong, J.T.; Soga, K.; Kavazanjian, E.; Burns, S.; Van Paassen, L.A.; Al Qabany, A.; Aydilek, A.; Bang, S.S.; Burbank, M.; Caslake, L.F.; Chen, C.Y.; Cheng, X.; Chu, J.; Ciurli, S.; Esnault-Filet, A.; Fauriel, S.; Hamdan, N.; Hata, T.; Inagaki, Y.; Jefferis, S.; Kuo, M.; Laloui, L.; Larrahondo, J.; Manning, D.A.C.; Martinez, B.; Montoya, B.M.; Nelson, D.C.; Palomino, A.; Renforth, P.; Santamarina, J.C.; Seagren, E.A.; Tanyu, B.; Tsesarsky, M.; Weaver, T. (2013). *Biogeochemical processes and geotechnical applications: progress, opportunities and challenges*. Géotechnique, 63(4), 287-301.
- Estorff, O.V.; Kausel, E. (1989). Coupling of boundary and finite elements for soil-structure interaction problems. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 18, pp. 1065-1075.

- Fenton, G.A.; Griffiths, D.V. (1993). *Statistics of block conductivity through a simple bounded stochastic medium*. Water Resource Res., 29(6), 1825-1830.
- Fragaszy, R.J.; Santamarina, J.C.; Amekudzi, A.; Assimaki, D.; Bachus, R.; Burns, S.E.; Cha, M.; Cho, G.C.; Cortes, D.D.; Dai, S.; Espinoza, D.N.; Garrow, L.; Huang, H.; Jang, J.; Jung, J.W.; Kim, S.; Kurtis, K.; Lee, C.; Pasten, C.; Phadnis, H.; Rix, G.; Shin, H.S.; Torres, M.C.; Tsouris, C. (2011). *Sustainable development and energy geotechnology - Potential roles for geotechnical engineering*, KSCE Journal of Civil Engineering, Vol. 15, Issue 4, pp. 611-621.
- Francisca, F.M. (2011). *About the future of geotechnical engineering: a view from South America*. Proceedings of the 2011 Pan-Am CGS Geotechnical Conference (14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering), Paper 1211.
- François, S.; Schevenels, M.; DeGrande, G.; Borgions, J.; Thyssen, B. (2008). *A 2.5D finite element-boundary element model for vibration isolating screens*. Proceedings of ISMA 2008 - International Conference on Noise and Vibration Engineering, P. Sas & B. Bergen (Eds), Leuven, pp. 2765-2776.
- François, S.; Schevenels, M.; Galvin, P.; Lombaert, G.; DeGrande, G. (2010). *A 2.5D coupled FE-BE methodology for the dynamic interaction between longitudinally invariant structures and a layered halfspace*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 199 (23-24), pp. 1536-1548.
- Griffiths, D.V.; Fenton, G.A. (1993). *Seepage beneath water retaining structures founded on spatially random soil*. Géotechnique, 43(4), 577-587.
- Hijaj, M.; Lyamin, A.V.; Sloan, S.W. (2005). *Numerical limit analysis solutions for the bearing capacity factor N_γ* . Int. J. Solids and Structures, 42 (5-6), pp. 1681-1704.
- Idelsohn, S.R.; Oñate, E.; Del Pin, F. (2004). *The particle finite element method: a powerful tool to solve incompressible flows with free-surfaces and breaking waves*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 61: 964-989.
- Idelsohn, S.R.; Oñate, E.; Del Pin, F.; Calvo, N. (2006). *Fluid-structure interaction using the particle finite element method*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Volume 195, Issues 17-18, pp. 2100-2123.
- Jardine, R. (2013). *Advanced laboratory testing in research and practice*. The 2nd Bishop Lecture. Proceedings of the 18th ICSMGE, Paris.
- Jardine, R. (2014). *Advanced laboratory testing in research and practice: the 2nd Bishop Lecture*. ICE - Geotechnical Research, Volume 1, Issue 1, pp. 2-31.
- Jiang, M.; Yu, H.-S. (2006). *Application of Discrete Element Method to Geomechanics*. Modern Trends in Geomechanics, W. Wu and H.-S. Yu (Eds.), Springer, 560 p.
- Kim, D.; Park, K.; Kim, D. (2014). *Effects of Ground Conditions on Microbial Cementation in Soils*. Materials 7, 143-156.
- Kolditz, O.; Bauer, S.; Bilke, L.; Böttcher, N.; Delfs, J.O.; Fischer, T.; Görke, U.J.; Kalbacher, T.; Kosakowski, G.; McDermott, C.I.; Park, C.H.; Radu, F.; Rink, K.; Shao, H.; Shao, H.B.; Sun, F.; Sun, Y.Y.; Singh, A.K.; Taron, J.; Walther, M.; Wang, W.; Watanabe, N.; Wu, Y.; Xie, M.; Xu, W.; Zehner, B. (2012). *OpenGeoSys: an open source initiative for numerical simulation of thermo-hydro-mechanical/chemical (THM/C) processes in porous media*. Environmental Earth Sciences 67(2): 589-599.

- Long, J.C.S. (2006). Preface of Geological and Geotechnical Engineering in the New Millennium. Opportunities for Research and Technological Innovation. Committee on Geological and Geotechnical Engineering in the New Millennium: Opportunities for Research and Technological Innovation, Committee on Geological and Geotechnical Engineering, Board on Earth Sciences and Resources, Division on Earth and Life Studies, National Research Council, The National Academies Press.
- Lopes, P.; Alves Costa, P.; Ferraz, M.; Cardoso, A.S. (2014). *Numerical modelling of vibrations induced by railway traffic in tunnels: from the source to the nearby buildings*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 61-62, pp. 269-285.
- Misra, A.; Basu, D. (2011). *Sustainability in geotechnical engineering*. Internal Geotechnical Report 2011-2, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Connecticut.
- Nelson, P.P. (2013). *Uncertainty and Resilience as Key Frameworks for the Future of Urban Geotechnical Engineering*. A Presentation to the Geotechnical Group of the ASCE Metropolitan Section, October 31, 2013.
- NRC - National Research Council (2006). *Geological and Geotechnical Engineering in the New Millennium. Opportunities for Research and Technological Innovation*. Committee on Geological and Geotechnical Engineering in the New Millennium: Opportunities for Research and Technological Innovation, Committee on Geological and Geotechnical Engineering, Board on Earth Sciences and Resources, Division on Earth and Life Studies, National Research Council, The National Academies Press.
- Oñate, E.; Celigueta, M.A.; Idelsohn, S.R.; Salazar, F.; Suárez, B. (2011). *Possibilities of the particle finite element method for fluid-soil-structure interaction problems*. Computational Mechanics, 48(3):307-318.
- Oñate, E.; Idelsohn, S.R.; Del Pin, F.; Aubry, R. (2004). *The particle finite element method. An overview*. International Journal of Computational Methods, Vol. 1 No. 2 (2004), 267-307.
- Oñate, E.; Idelsohn, S.R.; Celigueta, M.A.; Rossi, R. (2006). *Advances in the Particle Finite Element Method for Fluid-Structure Interaction Problems*. III European Conference on Computational Mechanics.
- O'Sullivan, C. (2011). *Particle-based discrete element modeling: geomechanics perspective*. International Journal of Geomechanics, ASCE, 11(6): 449-464.
- Perissin, D.; Wangb, Z.; Lin, H. (2012). *Shanghai subway tunnels and highways monitoring through Cosmo-SkyMed Persistent Scatterers*. ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing 73, 58-67.
- Randolph, M.F. (2005). *Challenges of Offshore Geotechnical Engineering*. 16th ICSMGE, Osaka, Japan.
- Randolph, M.F.; Gaudin, C.; Gourvenec, S.M.; White, D.J.; Boylan, N.; Cassidy, M.J. (2011). *Recent advances in offshore geotechnics for deep water oil and gas developments*. Ocean Engineering, 38, pp. 818-834.
- Rocca, R.J.; Redolfi, E.R.; Terzariol, R.E. (2006). *Características geotécnicas de los loess de Argentina*. Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, 6(2), 149-166.
- Santamarina, J.C. (2012). *Energy Geotechnology: The Role of Geotechnical Engineers in the Energy Challenge*. The British Geotechnical Association BGA Touring Lecture 2012. (http://www.ice.org.uk/ICE_Web_Portal/media/northernireland/Santamarina—Energy-Geotechnology—BGA-2012—DISTRIBUTION.pdf)

- Santamarina, J.C. (2014). *Energy Geotechnology: Enabling New Insights into Soil Behavior*. Karl Terzaghi Lecture. Geo-Congress 2014, Geo-Characterization and Modeling for Sustainability, A.J. Puppala, P. Bandini and T.C. Sheahan (Eds.), Geotechnical Special Publication No. 235, Geo-Institute, ASCE.
- Santamarina J.C.; Cho, G.C. (2011). *Energy geotechnology*. KSCE Journal of Civil Engineering, 15(4): 607-610.
- Santos, R.N.C. (2014). *Experimental Investigation on Limitation of the Progression of Internal Erosion in Zoned Dams*. PhD Thesis, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa.
- Schlosser, F.; Plumelle, C.; Frank, R.; Puech, A.; Gonin, H.; Rocher-Lacoste, F.; Simon, B.; Bernardini, C. (2013). *Innovations Françaises en Géotechnique: les Projets Nationaux de Recherche*. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris.
- Shackelford, C.D. (2005). *Environmental Issues in Geotechnical Engineering*. Proceedings of the 16th Inter. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Millpress, Vol.1.
- Sheng, X.; Jones, C.; Thompson, D. (2006). *Prediction of ground vibration from trains using wavenumber finite and boundary element method*. Journal of Sound and Vibration, **293**: 575-586.
- Simões, J.T.; Neves, L.C.; Antão, A.N.; Guerra, N.M.C. (2014). *Probabilistic analysis of bearing capacity of shallow foundations using 3D limit analyses*. International Journal of Computational Methods, Volume 11, Issue 02.
- Simpson, B.; Tatsuoka, F. (2008). *Geotechnics: the next 60 years*. Géotechnique, 58(5): 357-368.
- Sommerfeld, A. (1949). *Partial Differential Equations in Physics*. New York: Academic Press.
- Tatsuoka, F. (2011). *Laboratory stress-strain tests for developments in geotechnical engineering research and practice*. The 1st Bishop Lecture. Proceedings of the 5th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, Seoul.
- Terzaghi, K. (1936). *Relation between soil mechanics and foundation engineering*. In Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Harvard University, Vol.3, pp. 13-18.
- Terzariol, R.E. (2009). *40 años de estudio de los suelos loessicos en Córdoba, Argentina*. Desafíos y avances de la geotecnia joven en Sudamérica (F.M. Francisca, Ed.), Alejandria, Córdoba, Argentina.
- Van Paassen, L.A. (2010). *Biological ground improvement. Predicting mechanical properties during biocementation?* Delft University of Technology (http://alertgeomaterials.eu/data/workshop/2010/Session%20III/05_VanPaassen.pdf)
- Van Paassen, L.A.; Harkes, M.P.; Van Zwieten, G.A.; Van der Zon, W.H.; Van der Star, W.R.L.; Van Loosdrecht, M.C.M. (2009). *Scale up of BioGrout: a biological ground reinforcement method*. Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Alexandria, Egypt, M. Hamza *et al.* (Eds.), IOS Press, 2328-2333.
- Venda Oliveira, P.; da Costa, M.; Costa, J.; Nobre, M. (2015). *Comparison of the ability of two bacteria to improve the behavior of sandy soil*. Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, 27(1):06014025.
- Whiffin, V.S.; Van Paassen, L.A.; Harkes, M.P. (2007). *Microbial carbonate precipitation as a soil improvement technique*. Geomicrobiology Journal, 24: 417-423.

EFEITO DO ZINCO E COBRE NA DESAGREGAÇÃO DE SEIS SOLOS DO DISTRITO FEDERAL, BRASIL

Effect of zinc and copper in the disaggregation of six soils of the Federal District, Brazil

Newton Moreira de Souza*

Maria Eugenia Gimenez Boscov**

Cláudia Marcia Coutinho Gurjão***

RESUMO – O efeito desagregador de lixiviados gerados em aterros de resíduos sobre as partículas sólidas de *liners* de solo compactado, com consequente alteração das propriedades mecânicas e hidráulicas da barreira mineral, é ainda mais preocupante no caso de solos tropicais lateríticos, nos quais os argilo-minerais estão aglomerados em concreções cimentadas por óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio. A agregação é geralmente estudada com base no teor de argila do solo obtido por ensaios com e sem agentes desagregadores, químicos e/ou mecânicos. Este trabalho apresenta o comportamento à desagregação química por hexametáfosfato de sódio e soluções monoespécies de zinco e cobre (50 a 800 mg/L) e à desagregação física por ultrassom de seis solos do Distrito Federal, Brasil, representativos de seis classes da Classificação MCT (Miniatura, Compactação, Tropical) de solos tropicais. O zinco e o cobre causaram desagregação dos solos estudados, com exceção dos solos NA e NA', que pouco são afetados por possuírem pequena quantidade de argila. O efeito da desagregação provocada por esses metais é mais notável no solo NS'. O cobre causa maior desagregação quando comparado com o zinco. Por outro lado, os dois metais promoveram um aumento da resistência à ação desagregadora do ultrassom nos solos estudados, à exceção do solo NS'. Esse aumento foi maior para os solos contaminados com zinco. Assim se pode dizer que soluções de cobre podem causar maior dano que as de zinco a um *liner* de solo compactado.

SYNOPSIS – The disaggregation effect of leachate from waste disposal sites on the solids of clay liners, with consequent alteration of mechanical and hydraulic properties, may be significant in lateritic tropical soils, in which clay-minerals are agglomerated and cemented by iron and aluminum oxides. Aggregation is generally measured by comparison between clay content valued in laboratory tests carried out with and without a chemical and/or mechanical disaggregating agent. This paper presents the behavior to chemical disaggregation by sodium hexametaphosphate and zinc and copper solutions (50 to 800 mg/L), and to physical disaggregation of six soils of the Federal District, Brazil, representing six classes of MCT (Miniature, Compacted, Tropical) classification for tropical soils. Zinc and copper caused chemical disaggregation of the investigated soils (copper more than zinc), on the other hand they promoted resistance against the disaggregation caused by ultrasound (zinc more than copper). NA and NA' soils were little affected by the disaggregation agents, inasmuch as their clay content is very low. NS' was the most affected soil by chemical disaggregation, and the least sensitive to improvement of resistance against disaggregation by ultrasound. Results indicate that copper solutions may cause more damage to clay liners than zinc solutions.

PALAVRAS CHAVE – Desagregação, cobre, zinco, solo laterítico.

* Professor Associado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília.

E-mail: nmsouza@unb.br

** Professor Titular, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Universidade de São Paulo.

E-mail: meboscov@usp.br

*** Professor Adjunto, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília.

E-mail: cgurjao@unb.br

1 – INTRODUÇÃO

Uma das preocupações no comportamento de *liners* (revestimentos impermeabilizantes de fundo de solo compactado) em locais de disposição de resíduos é o efeito desagregador que soluções produzidas nessa massa podem causar nas partículas sólidas do solo utilizado, com consequente alteração das suas propriedades mecânicas e hidráulicas (Quigley *et al.*, 1988; Shackelford *et al.*, 2000; Lee *et al.*, 2005; Frempong e Yanful, 2007, 2008; Boscov *et al.*, 2009; Braga, 2010; entre outros). Essa preocupação é ainda mais relevante no caso de solos tropicais lateríticos, nos quais os argilo-minerais estão agregados em concreções cimentadas por óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio (Nogami e Villibor, 1995) que podem atingir dimensões de grãos de areia e até de pedregulhos.

Este artigo foi desenvolvido com base nos dados da tese de Gurjão (2005) e tem como objetivo avaliar o estado de agregação de solos tropicais do Distrito Federal, Brasil, em seu estado natural e a alteração do estado de agregação quando submetidos ao contato com soluções monoespécies de zinco e de cobre com concentrações de 50 mg/L até 800 mg/L. Trata-se de uma das etapas da investigação do comportamento geoambiental desses solos com vista à seleção e ao projeto de locais para disposição de resíduos.

Para avaliar o estado de agregação das partículas sólidas de um solo geralmente comparam-se as curvas de distribuição granulométrica obtidas com e sem a adição de um agente desagregador. Esse agente pode ser de origem química, mecânica ou da combinação dos dois. O ensaio de potencial zeta também fornece informações sobre a agregação do solo em função do pH da solução intersticial (Alkan *et al.*, 2005), delimitando as faixas de pH em que o solo se comporta como floculado e como disperso.

Os agentes químicos que promovem a desagregação dos solos em ensaios correntes em geotecnia ou em engenharia agrônoma no Brasil, são, respectivamente, o hexametáfosfato de sódio (ABNT, 1984) e o hidróxido de sódio (EMBRAPA, 2011). Outros agentes, como água destilada (Head, 1992) e soluções de cloreto de cálcio (Shackelford, 1994) para estudo da expansão livre das argilas, assim como soluções contaminantes para avaliação de compatibilidade, também podem dar uma indicação da agregação dos solos.

Dentre os agentes mecânicos encontram-se a variação de umidade, impacto, esmagamento, aplicação de vácuo e agitação mecânica, que ocorrem na preparação de amostras conforme a NBR 7181 (ABNT, 1984), e a agitação sonora, como no uso do ultrassom nos ensaios de granulometria a laser. Neste trabalho, os procedimentos de secagem, destorroamento e agitação mecânica na preparação das amostras seguiram a norma brasileira e não foram objeto de investigação.

A norma brasileira NBR 13 602 (ABNT, 1996) define procedimento para avaliar a dispersibilidade do solo por meio do método sedimentométrico comparativo. Atente-se que a dispersibilidade é neste caso entendida como consequência da alteração das forças entre as superfícies carregadas eletricamente dos argilo-minerais, quando as forças de repulsão sobrepujam as forças de atração entre partículas. O fenômeno está associado à quantidade de cátions de sódio nas camadas duplas dos argilo-minerais e à quantidade de cátions de sódio, potássio, cálcio e magnésio na água intersticial. Com base nesta norma, foram avaliadas a agregação natural dos solos investigados e a desagregação química causada pelo hexametáfosfato de sódio.

Considera-se, contudo, que a agregação de partículas de argilo-minerais nos solos laterizados também se deve à cimentação por óxidos de ferro, alumínio e outros metais, não dependendo exclusivamente dos cátions adsorvidos e de fenômenos de camada dupla. Neste caso, a agregação pode também ser afetada por procedimentos mecânicos. A desagregação mecânica foi avaliada a partir da análise dos resultados de granulometria obtidos no granulômetro a laser com e sem o uso do ultrassom.

Ademais, o efeito desagregador de soluções de zinco e de cobre foi avaliado com base nos ensaios de granulometria realizados com o granulômetro a laser, em amostras previamente contaminadas com esses metais, e realizados com e sem o uso do ultrassom.

2 – SOLOS ESTUDADOS

Inicialmente foram coletadas 26 amostras de solo na região do Distrito Federal com as quais se realizaram ensaios de classificação expedita MCT- Miniatura, Compactado, Tropical (Godoy *et al.*, 2002), com o objetivo de encontrar os sete tipos característicos da classificação MCT. Dessas amostras, selecionaram-se 13 para realizar a classificação completa MCT (DNER-ME256/94, 258/94 e 254/97) e confirmar a obtenção de um solo de cada classe. Com os resultados da classificação completa, foram selecionados seis solos representativos da classificação MCT: CG1 (NA), CG2 (NA'), CG3 (NS'), CG4 (NG'), CG5 (LA') e CG6 (LG'). O tipo de solo LA não foi encontrado na região.

Segundo a Carta Geológica do Distrito Federal - DF (Freitas-Silva e Campos, 1988), a amostra CG5 (LA') é proveniente do Grupo Canastra, e todas as demais amostras são do Grupo Paranoá sendo que: a CG1 (NA) e a CG3 (NS') são provenientes da Unidade metarritmito arenoso; a CG2 (NA'), da Unidade quartzito médio; a CG4 (NG'), da Unidade metarritmito argiloso; e a G6 (LG'), da Unidade ardósia.

A caracterização geotécnica dos solos estudados, obtida por meios dos ensaios padronizados pela ABNT e a Classificação Unificada dos Solos – USCS, encontra-se no Quadro 1.

Quadro 1 – Caracterização geotécnica dos solos estudados.

Amostra	w ₀ (%)	ρ _s (g/cm ³)	w _L (%)	w _p (%)	I _p (%)	w _{Lcone} (%)	Classificação USCS
CG1 (NA)	0,16	2,70	NL	NP	-	33	SM
CG2 (NA')	0,75	2,69	NL	NP	-	23	SM
CG3 (NS')	0,36	2,65	39	25	14	42	ML
CG4 (NG')	2,28	2,65	35	27	8	40	ML
CG5 (LA')	2,09	2,73	28	22	6	35	SM
CG6 (LG')	7,49	2,73	49	35	14	56	ML

Legenda: w₀: teor de umidade higroscópica; ρ_s: massa específica dos grãos; w_L: limite de liquidez; w_p: limite de plasticidade; I_p: índice de plasticidade; w_{Lcone}: limite de liquidez por ensaio de penetração de cone; USCS: *Unified Soil Classification System* segundo a ASTM D 2487 (2006).

3 – DESAGREGAÇÃO DOS SOLOS NÃO CONTAMINADOS

3.1 – Desagregação por efeito do hexametáfosfato de sódio

Segundo a NBR 13 602 (ABNT, 1996), a porcentagem de dispersão é dada pela razão entre a porcentagem em massa das partículas de diâmetro menor ou igual a 0,005 mm (fração argila) sem e com defloculante. Os resultados assim determinados estão apresentados no Quadro 2. Utilizou-se o termo “desagregação química 1” ao valor complementar de 100% da porcentagem de dispersão.

Quadro 2 – Resultados dos ensaios de granulometria realizados com e sem defloculante.

Granulometria (%)*	CG1 (NA)		CG2 (NA')		CG3 (NS')		CG4 (NG')		CG5 (LA')		CG6 (LG')	
	s/d	c/d	s/d	c/d	s/d	c/d	s/d	c/d	s/d	c/d	s/d	c/d
Argila (<0,005 mm)	3	8	5	18	2	42	4	34	5	32	2	54
Silte (0,005–0,075 mm)	9	7	13	9	93	53	69	40	48	25	80	30
Areia (0,075–4,8 mm)	82	79	82	73	5	5	26	25	46	43	18	16
Pedregulho (>4,8 mm)	6	6	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0
Dispersão segundo a NBR 13 602 (%)	38		28		5		12		16		4	
Desagregação química 1 (%)	62		72		95		88		84		96	

Tipo de ensaio: s/d - sem defloculante, c/d - com defloculante. *Frações segundo a ASTM D 422 (1998).

Ressalta-se que a porcentagem de dispersão pela NBR 13 602 (ABNT 1996) só deve ser calculada para solos que apresentem a fração argila maior do que 12% obtida segundo a NBR 7181 (ABNT, 1984), isto é com defloculante, o que desqualificaria o solo NA. Observa-se ainda que os solos apresentam fração argila pouco dispersiva. A série de ordem crescente de desagregação química por ação do hexametáfosfato de sódio é NA, NA', LA', NG', NS' e LG'.

A desagregação química pode também ser estimada pela subtração de cada fração granulométrica obtida com e sem o uso do defloculante (Quadro 3). O valor de referência da desagregação seria então a soma das diferenças positivas ou o módulo das diferenças negativas, a que se chamou de “desagregação química 2”. A série de ordem crescente de desagregação é a mesma que a anterior, mas o Quadro 3 mostra que boa parte da argila está agregada na forma de grãos na fração silte. Exceto nos solos arenosos não lateríticos (NA e NA'), a contribuição da desagregação veio basicamente da fração silte, predominante nos demais solos. Ressalta-se que o solo LA', areia laterítica, tem expressiva fração areia (43%), mas a grande contribuição para a desagregação química ainda provém da fração silte.

Quadro 3 – Desagregação medida pela diferença do teor em cada fração com e sem defloculante.

Granulometria (%)*	CG1 (NA)	CG2 (NA')	CG3 (NS')	CG4 (NG')	CG5 (LA')	CG6 (LG')
	c/d - s/d	c/d - s/d	c/d - s/d	c/d - s/d	c/d - s/d	c/d - s/d
Argila (<0,005 mm)	5	13	40	30	27	52
Silte (0,005–0,075 mm)	-2	-4	-40	-29	-23	-50
Areia (0,075–4,8 mm)	-3	-9	0	-1	-3	-2
Pedregulho (>4,8 mm)	0	0	0	0	-1	0
Desagregação química 2 (%)	5	13	40	30	27	52

Tipo de ensaio: s/d - sem defloculante, c/d - com defloculante. *Frações segundo a ASTM D 422 (1998).

3.2 – Desagregação por efeito do ultrassom

Índices semelhantes foram utilizados para verificar a dispersão por ação mecânica a partir dos resultados dos ensaios no granulômetro a laser com e sem aplicação de ultrassom. Assim adotou-se como porcentagem de dispersão por ação mecânica a razão entre a porcentagem em massa das partículas de diâmetro menor ou igual a 0,005 mm (fração argila) nos ensaios realizados com o granulômetro a laser sem e com ultrassom (Quadro 4), e a desagregação mecânica 2 foi estimada pela subtração de cada fração granulométrica obtida com e sem o uso do ultrassom (Quadro 5).

Quadro 4 – Resultados dos ensaios com granulômetro a laser realizados com e sem ultrassom.

Granulometria (%)*	CG1 (NA)		CG2 (NA')		CG3 (NS')		CG4 (NG')		CG5 (LA')		CG6 (LG')	
	s/u	c/u	s/u	c/u	s/u	c/u	s/u	c/u	s/u	c/u	s/u	c/u
Argila (<0,005 mm)	5	11	2	17	27	36	7	30	7	35	7	44
Silte (0,005–0,075 mm)	3	8	9	22	69	60	17	38	28	42	10	44
Areia (0,075–4,8 mm)	86	75	89	61	4	4	75	31	65	23	83	12
Pedregulho (>4,8 mm)	6	6	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0
Dispersão (%)	45		12		75		23		20		16	
Desagregação mecânica 1 (%)	55		88		25		77		80		84	

Tipo de ensaio: s/d - sem defloculante, c/d - com defloculante. *Frações segundo a ASTM D 422 (1998).

Quadro 5 – Desagregação medida pela diferença do teor em cada fração com e sem ultrassom.

Granulometria (%)*	CG1 (NA)	CG2 (NA')	CG3 (NS')	CG4 (NG')	CG5 (LA')	CG6 (LG')
	c/u - s/u	c/u - s/u	c/u - s/u	c/u - s/u	c/u - s/u	c/u - s/u
Argila (<0,005 mm)	6	15	9	23	28	37
Silte (0,005–0,075 mm)	5	13	-9	21	14	34
Areia (0,075–4,8 mm)	-11	-28	0	-44	-42	-71
Pedregulho (>4,8 mm)	0	0	0	0	0	0
Desagregação mecânica 2 (%)	11	28	9	44	42	71

Tipo de ensaio: s/d - sem defloculante, c/d - com defloculante. *Frações segundo a ASTM D 422 (1998).

A série de ordem crescente de desagregação por efeito mecânico segundo o índice 1 é: NS', NA, NG', LA', LG', NA', enquanto pelo índice 2 é: NS', NA, NA', LA', NG', LG'. O índice 2 inclui a desagregação que transforma grãos de areia em grãos de silte (o que praticamente não ocorre na desagregação química), enquanto o índice 1 só considera a desagregação que altera a fração argila. O Quadro 5 mostra a grande contribuição da fração areia na desagregação mecânica, com exceção do solo NS', cuja fração areia era pequena (4%) e não foi alterada pelo ultrassom.

3.3 – Comparação entre desagregação química e mecânica

No Quadro 6 é apresentada uma síntese dos resultados dos Quadros 2 a 5 e uma comparação entre os resultados da desagregação química e mecânica sob a forma de índices. Procura-se também prover uma medida da preponderância da ação mecânica sobre a ação química por meio da diferença e da razão entre desagregação mecânica e química. O Quadro 7 apresenta uma ordenação segundo os vários critérios de avaliação da desagregação estudados.

Quadro 6 – Índices de desagregação por ação química e mecânica.

Solo	Desagregação química DQ (%)		Desagregação mecânica DM (%)		Diferença DM-DQ (%)		Razão DM/DQ	
	Índice 1	Índice 2	Índice 1	Índice 2	Índice 1	Índice 2	Índice 1	Índice 2
NA	62	5	55	11	-7	6	0,89	2,20
NA'	72	13	88	28	16	15	1,22	2,15
NS'	95	40	25	9	-70	-31	0,26	0,23
NG'	88	30	77	44	-11	14	0,88	1,47
LA'	84	27	80	42	-4	15	0,95	1,56
LG'	96	52	84	71	-12	19	0,88	1,37

Índice 1: razão entre as frações argila obtidas com e sem agente desagregador;
Índice 2: soma das diferenças entre as frações obtidas com e sem agente desagregador.

Quadro 7 – Classificação por ordem dos índices de desagregação química e mecânica.

Solo	Desagregação química DQ (%)		Desagregação mecânica DM (%)	
	Índice 1	Índice 2	Índice 1	Índice 2
NA	6°.	6°.	5°.	5°.
NA'	5°.	5°.	1°.	4°.
NS'	2°.	2°.	6°.	6°.
NG'	3°.	3°.	4°.	2°.
LA'	4°.	4°.	3°.	3°.
LG'	1°.	1°.	2°.	1°.

Índice 1: razão entre as frações argila obtidas com e sem agente desagregador;
Índice 2: soma das diferenças entre as frações obtidas com e sem agente desagregador.

Observa-se que, pelo conjunto dos critérios, os solos com maior agregação são por ordem decrescente: LG', NG', LA', NS', NA', NA. A razão entre os valores de índice 1 no Quadro 6 indica que a desagregação química pode ser considerada preponderante sobre a mecânica em todos os solos, com exceção do NA'. A importância proporcional da desagregação química sobre a mecânica é similar entre os solos, com exceção do NA', no qual prevaleceu o efeito mecânico, e do NS', no qual a ação mecânica foi relativamente menos intensa do que a química.

Por outro lado, no Quadro 6, a razão entre os valores de índice 2 separa os solos em três faixas de valores: preponderância da ação mecânica sobre a química da ordem de 2,2 para os solos NA e NA' e entre 1,4 e 1,6 para os solos LA', LG' e NG', e preponderância da ação química sobre a mecânica para o solo NS'. Neste caso, inclui-se a massa de grãos na fração areia que, desagregados, passam para a fração silte.

É importante notar que o solo NS' é bastante sensível à desagregação por agente químico (hexametáfosfato de sódio) e é pouco desagregado por ação mecânica (ultrassom). Os solos com predominância de areia (NA e NA'), como era de se esperar, apresentam muito baixa agregação, já os solos lateríticos (LG' e LA'), juntamente com o solo argiloso não laterítico (NG'), são os mais agregados; sendo o solo LG', entre esses, o que apresenta maior grau de agregação.

4 – EFEITO DO ZINCO E DO COBRE NA DESAGREGAÇÃO DOS SOLOS ESTUDADOS

O efeito das soluções metálicas de zinco e cobre na desagregação dos solos foi estudado por meio dos teores de argila obtidos nos ensaios de granulômetro a laser para os solos não contaminados e contaminados, com e sem a aplicação de ultrassom. Foram calculados também os índices de desagregação/dispersão utilizados para os solos não contaminados.

4.1 – Teores de argila determinados sem aplicação do ultrassom

Os resultados dos teores de argila obtidos nos ensaios de granulômetro a laser para os solos não contaminados e contaminados por soluções de zinco e cobre sem aplicação de ultrassom podem ser observados nas Figuras 1 e 2, respectivamente.

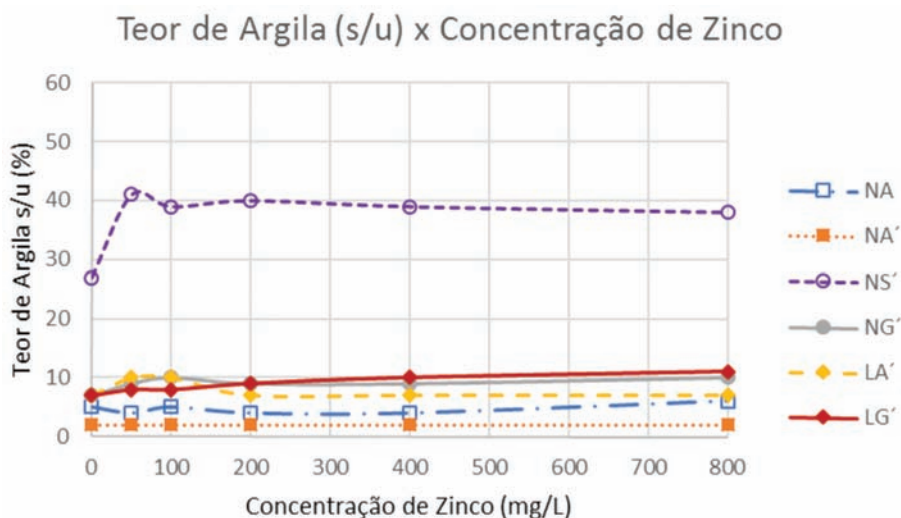


Fig. 1 – Teor de argila obtido no granulômetro a laser sem aplicação de ultrassom em função da concentração de zinco.

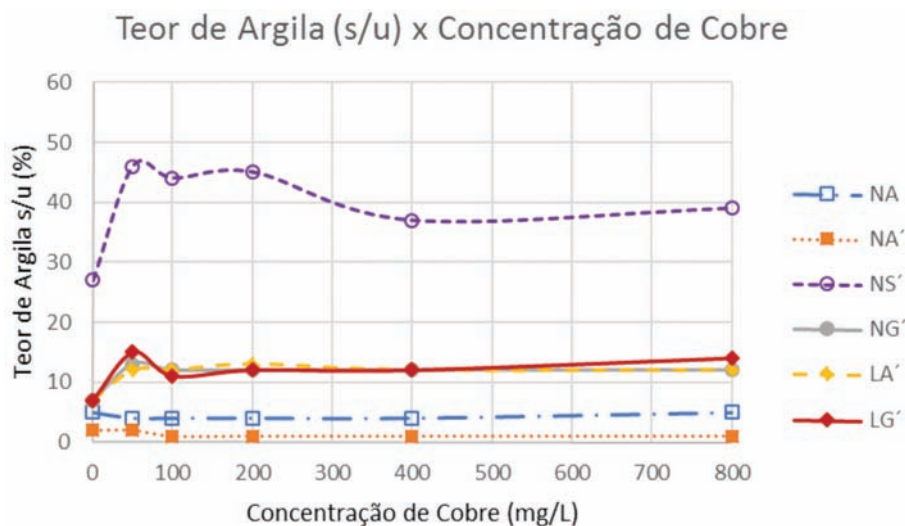


Fig. 2 – Teor de argila em função da concentração de cobre por granulômetro a laser sem aplicação de ultrassom.

Nas Figuras 1 e 2, observa-se que os teores de argila sem ultrassom dos solos NA e NA' são inferiores a 10% e pouco se alteram com a ação do zinco e do cobre.

Para os solos NG' e LG', o teor de argila aparentemente aumenta ligeiramente com o aumento da concentração de zinco, enquanto o solo LA' apresenta um aparente pico para 100 mg/L, contudo a variação pode estar dentro dos erros experimentais (Figura 1). Já o cobre tem efeito mais desagregador para esses solos, verificando-se que o teor de argila aumenta em contato com o cobre, porém não varia significativamente para concentrações entre 50 e 800 mg/L (Figura 2). Cabe lembrar que concentrações de zinco e cobre de 50 mg/L são muito elevadas em comparação às determinadas em lixiviados de aterros brasileiros (Souto, 2009).

O solo NS', por sua vez, que possui 27% de argila, passa a valores da ordem de 40% quando submetido às soluções contaminantes (Figuras 1 e 2). Tanto o zinco como o cobre atuam claramente como agentes desagregadores desse solo, sendo a ação do cobre maior que a do zinco.

4.2 – Desagregação química

A desagregação química pelos metais em estudo foi avaliada pela análise da razão entre os teores de argila do solo contaminado e do solo não contaminado, sem aplicação de ultrassom. As Figuras 3 e 4 apresentam os teores relativos de argila de todos os solos em função da concentração de zinco e de cobre, respectivamente.

As Figuras 3 e 4 evidenciam o efeito desagregador dos dois metais para os solos. Observa-se que a desagregação do zinco faz com que o teor de argila tenha um aumento da ordem de 10 a 40% comparado com o solo não contaminado, enquanto para o cobre esse aumento é da ordem de 60 a 120%.

Os resultados para os solos NA e NA' não são conclusivos. Como a fração argila desses solos é muito baixa, pequenas variações na determinação do teor de argila, dentro da faixa dos erros experimentais, resultam erroneamente em alterações significativas no teor relativo. Por exemplo, o solo NA' teve o seu teor de argila reduzido de 2% para 1% com a adição de cobre, o que resulta em um teor relativo de 50%. Não se pode afirmar, entretanto, se o teor de argila foi efetivamente reduzido, manteve-se constante ou aumentou ligeiramente.

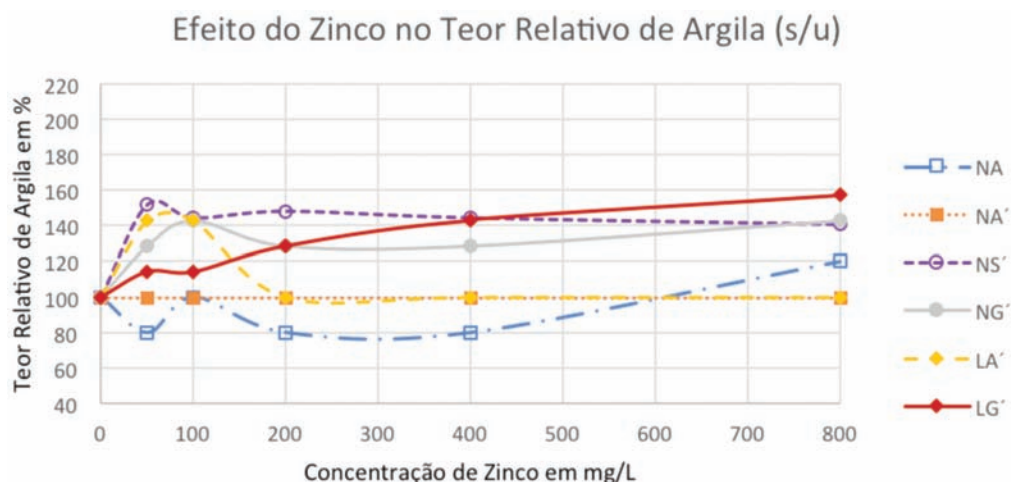


Fig. 3 – Teor de argila relativo (solo contaminado em relação a solo não contaminado) em função da concentração de zinco por granulômetro a laser sem aplicação de ultrassom.

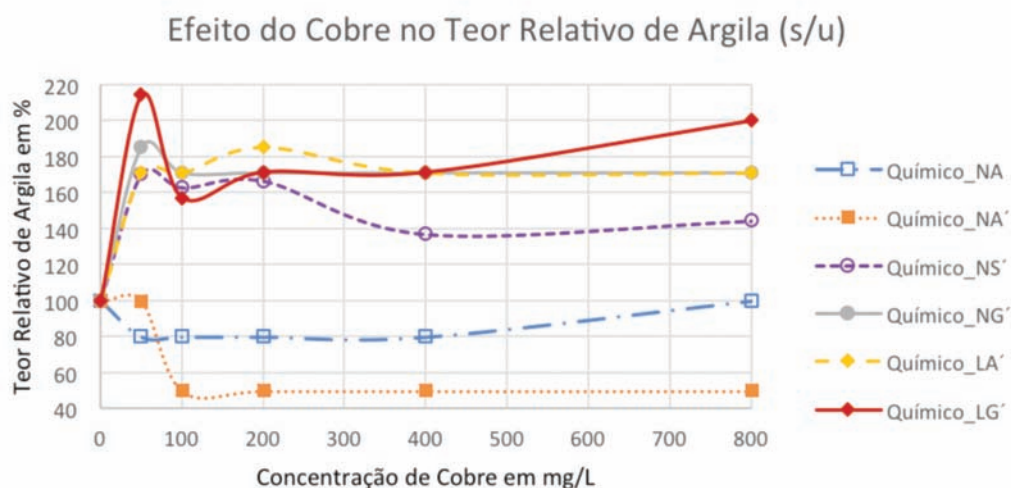


Fig. 4 – Teor de argila relativo (solo contaminado em relação a solo não contaminado) em função da concentração de cobre por granulômetro a laser sem aplicação de ultrassom.

4.3 – Teores de argila determinados com aplicação de ultrassom

Os resultados dos teores de argila obtidos nos ensaios de granulômetro a laser para os solos não contaminados e contaminados por soluções de zinco e cobre com aplicação de ultrassom podem ser vistos nas Figuras 5 e 6, respectivamente.

A utilização de ultrassom aumenta consideravelmente os teores de argila medidos quando comparados aos ensaios sem ultrassom, com destaque para o solo LG'. Os solos NA e NA' sofreram alteração pouco expressiva em comparação com os demais.

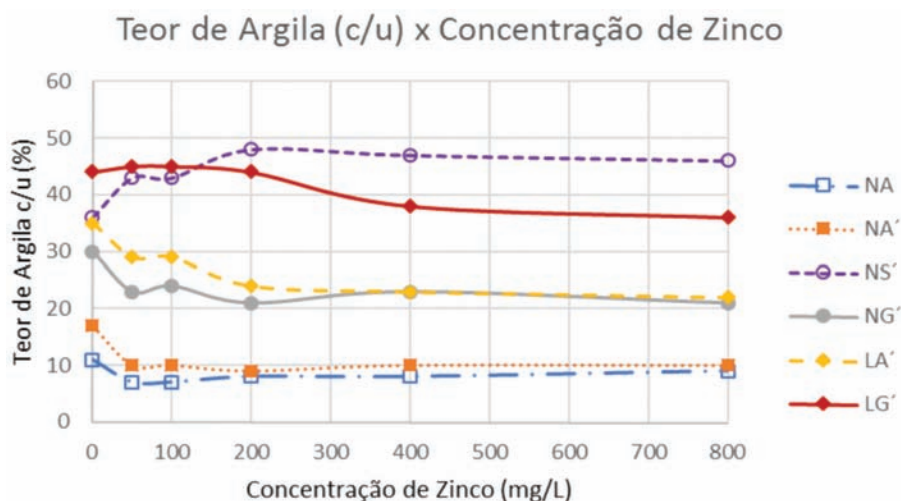


Fig. 5 – Teor de argila em função da concentração de zinco por granulômetro a laser com aplicação de ultrassom.

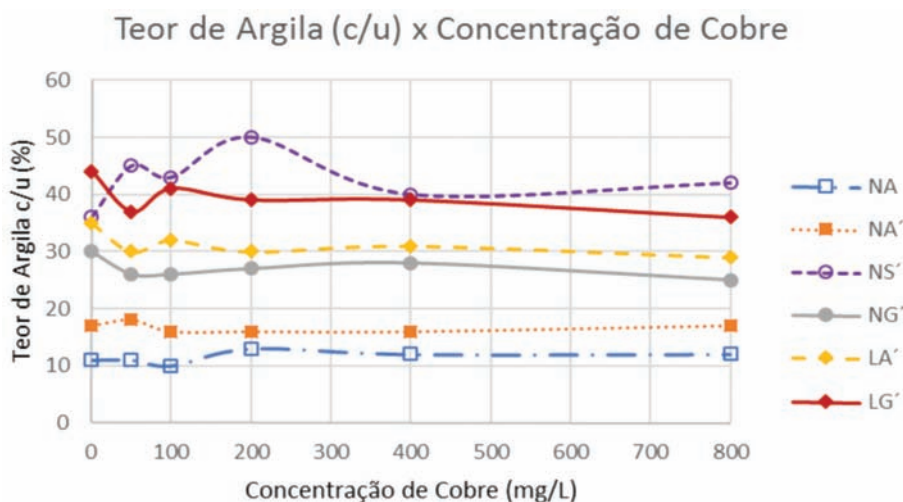


Fig. 6 – Teor de argila em função da concentração de cobre por granulômetro a laser com aplicação de ultrassom.

O efeito do zinco, com exceção do NS', foi o de diminuir os teores de argila medidos após a ação desagregadora do ultrassom, de onde se pode inferir que o zinco torna os agregados de solo mais resistentes à ação desagregadora do ultrassom. Os solos NA'e NA, apesar da pouca quantidade de argila, também apresentaram o mesmo comportamento. Para o solo LG', esse efeito só é notado para concentrações de zinco superiores a 200 mg/L. No caso do solo NS', a combinação de ultrassom e altas concentrações de zinco resultou em teores de argila da ordem de 46%, ligeiramente superiores aos obtidos sem ultrassom (40%).

O efeito do cobre para os solos LG', NG' e LA' foi o de diminuir os teores de argila medidos após a ação desagregadora do ultrassom. Os solos NA' e NA não apresentaram tendência de alteração no teor de argila em função da concentração de cobre; as pequenas variações observadas podem ser fruto de erros experimentais. No caso do solo NS', a combinação de ultrassom e ação do cobre resultou em aumento dos teores de argila passando de 36% para valores entre 42% e 50%.

Observe-se que o decréscimo do teor de argila em quase todos os solos (exceção do solo NS') é mais acentuado para o zinco do que para o cobre. O solo LG' apresentou o efeito de aumento da resistência dos agregados à ação mecânica do ultrassom para concentrações de zinco maiores do que 200 mg/L e para concentrações de cobre maiores ou iguais a 50 mg/L. Também é de se notar que o efeito de oferecer resistência à desagregação mecânica é maior para o zinco do que para o cobre.

4.4 – Desagregação química e mecânica

Foram calculados também os teores relativos de argila dos solos por meio da razão entre o teor de argila do solo contaminado obtido com aplicação de ultrassom em função do teor de argila do solo não contaminado determinado sem ultrassom. Somam-se, portanto, os efeitos da desagregação química causada pelos contaminantes e da desagregação mecânica induzida pelo ultrassom. Os teores relativos de argila em função da concentração de zinco e de cobre são apresentados, respectivamente, nas Figuras 7 e 8.

Pode-se verificar que os dois metais promovem um aumento da resistência dos agregados de argila a serem desfeitos pela ação mecânica do ultrassom para todos os solos com exceção do NS'. Nessas figuras se pode observar mais claramente que o efeito de aumento da resistência dos agregados à ação mecânica do ultrassom é maior para os solos contaminados com zinco do que com cobre.

No caso do zinco, a diminuição do teor de argila foi da ordem de 40% para os solos NA e NA', e de 20% para os solos NG' e LA'. Tal efeito agregador ocorreu para a menor concentração de zinco para os solos NA, NA', NG' e LA'. O solo LG' contaminado com zinco foi pouco alterado até a concentração de 200 mg/L, a partir da qual se observa uma diminuição do teor de argila da ordem de 15%.

O solo NS' contaminado tanto com zinco como com cobre apresenta um aumento da ordem de 20% no teor de argila para concentração até 100 mg/L, revelando que esses metais diminuem a

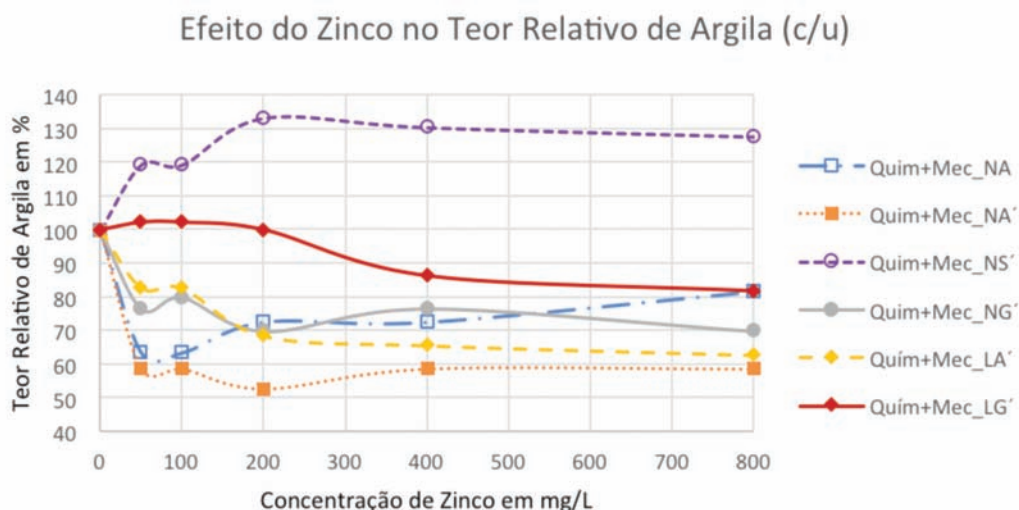


Fig. 7 – Teor de argila relativo (solo contaminado com aplicação de ultrassom em relação a solo não contaminado sem aplicação de ultrassom) em função da concentração de zinco.

resistência ao processo de desagregação mecânica promovido pelo ultrassom. Para concentrações maiores de zinco o aumento atinge a ordem de 30% e no caso do cobre ocorre inicialmente um aumento de 40% para concentração de 200mg/L que volta a diminuir para concentrações acima de 400mg/L para valores da ordem de 15%.

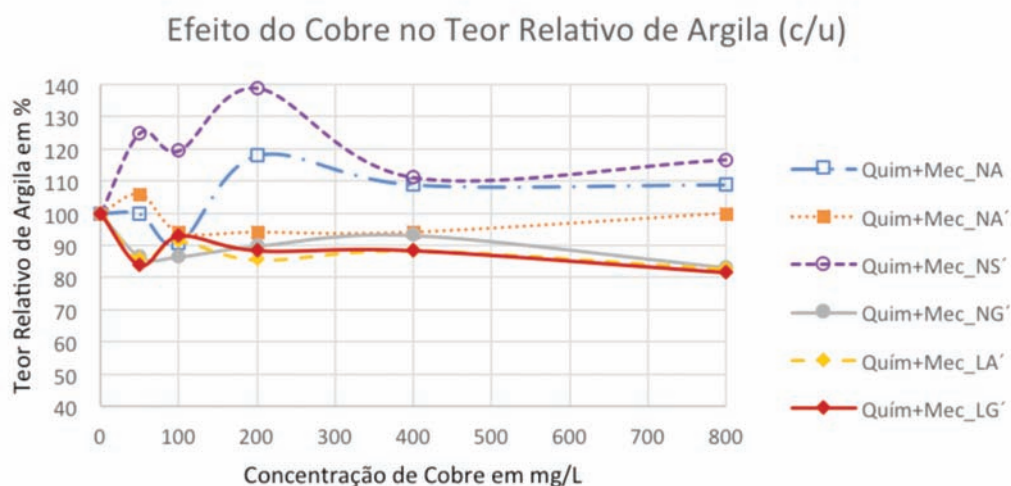


Fig. 8 – Teor de argila relativo (solo contaminado com aplicação de ultrassom em relação a solo não contaminado sem aplicação de ultrassom) em função da concentração de cobre.

5 – CONCLUSÕES

5.1 – Efeito da desagregação por ação química

Ambos os metais promovem uma desagregação dos solos estudados, com exceção dos solos NA e NA', que pouco são afetados por possuírem pequena quantidade de argila. O efeito da desagregação provocada por esses metais é mais notável no solo NS'.

O solo LG' é pouco desagregado (14%) pela contaminação com zinco até concentrações da ordem de 100 mg/L. Para maiores concentrações de zinco ocorre um aumento da desagregação, com um aumento do teor de argila de 60% para a concentração de 800 mg/L. No caso da contaminação com cobre, o efeito desagregador máximo sobre o solo LG' ocorre para a menor concentração testada (50 mg/L), com o aumento do teor de argila da ordem de 114%. Para a concentração de 800 mg/L, o aumento do teor de argila é de 100%.

Os solos LA' e NG' apresentam um aumento do teor de argila da ordem de 40% para concentração de zinco da ordem de 100 mg/L, e da ordem de 75% para a mesma concentração de cobre. Para maiores concentrações de zinco o solo NG' apresenta um aumento do teor de argila que varia entre 30 e 40%; porém o solo LA' não é mais desagregado pelo zinco para concentrações maiores que 200 mg/L.

Os solos predominantemente arenosos (NA e NA') pouco foram alterados, enquanto o solo NS' foi o que apresentou maior desagregação pela contaminação com os metais estudados.

O solo NS' é desagregado por ambos os metais, os quais também facilitam a desagregação desse solo pelo ultrassom.

Os solos NG' e LA' apresentaram valores de desagregação semelhantes, maiores para o cobre do que para o zinco.

O solo LG' foi o menos afetado pelo zinco entre os três de melhor qualidade para *liners* (LG', LA' e NG'). No entanto, o cobre promoveu uma alta desagregação inclusive para a menor concentração testada.

Os solos LG', LA' e NG' sofreram a ação desagregadora dos metais estudados, sendo que essa ação foi maior para o cobre do que para o zinco.

Pode-se dizer que o efeito desagregador do cobre é mais acentuado em todos os solos quando comparado ao do zinco.

5.2 – Efeito combinado da ação química dos metais com a ação mecânica do ultrassom

As soluções com os metais zinco e cobre promoveram um aumento da resistência à ação desagregadora do ultrassom nos solos estudados, à exceção do solo NS'. Esse aumento da resistência à ação mecânica do ultrassom foi maior para os solos contaminados com zinco.

Os solos LA' e NG', quando contaminados com zinco, apresentaram uma diminuição do teor de argila após aplicação do ultrassom da ordem de 20% para concentrações da ordem de 100 mg/L e de 30% para maiores concentrações. Quando contaminados com cobre, a diminuição do teor de argila foi da ordem de 10% após aplicação do ultrassom.

O solo LG' foi pouco alterado para concentrações de zinco de até 200 mg/L e apresentou um leve aumento da resistência à ação do ultrassom com o aumento da concentração de zinco. Quando contaminado com cobre, esse solo apresenta uma diminuição dos teores de argila após a ação do ultrassom da ordem de 10 a 15%. Porém o solo LG', ao contrário dos demais, tem melhor resposta ao cobre do que ao zinco no que diz respeito ao aumento da resistência à ação do ultrassom.

Os solos NA e NA' apresentaram pouca alteração nos valores de teores de argila para ambos os contaminantes. Apesar dos valores relativos serem elevados no caso da contaminação por zinco (30 a 40%), isso ocorre porque os valores de referência do solo não contaminado são muito baixos.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio dado pela Capes na forma de bolsa de doutorado, bem como a Universidade Federal de Roraima pela liberação para realização do doutorado da Eng.^a Cláudia Gurjão. Agradecem, ainda, à Universidade de Brasília e à Universidade de São Paulo pelo uso de equipamentos e infraestrutura sem os quais não seria possível a realização deste trabalho.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT NBR 7181 (1984). Solo - *Análise granulométrica. Método de ensaio*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 13p.
- ABNT NBR 13 602 (1996). Solo - *Avaliação da dispersibilidade de solos argilosos – ensaio sedimentométrico comparativo*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 5p.
- Alkan, M.; Demirbaş, Ö; Doğan, M. (2005). *Electrokinetic properties of sepiolite suspensions in different electrolyte media*. Journal of Colloid and Interface Science, 281, No. 1, pp. 240-248.
- ASTM D 422 (1998). *Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils*. American Society for Testing and Materials, 8 p.
- ASTM D 2487 (2006). *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. American Society for Testing and Materials, 12p.

- Boscov, M.E.G.; Soares, V.; Vasconcelos, F.D.; Ferrari, A.A.P. (2009). *Geotechnical properties of a silt-bentonite mixture for liner construction*. Proceedings of 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 1, pp. 217-220, Alexandria, Egito.
- Braga, R.M.Q.L. (2010). *A utilização de uma camada de solo compactado como revestimento impermeabilizante de fundo de bacias de disposição de lama vermelha produzida em Barcarena-PA*. Tese de doutorado. Universidade Federal do Pará, Belém.
- DNER-ME254 (1997). *Solos compactados em equipamento miniatura - Mini-CBR e expansão*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Brasil, 14p.
- DNER-ME256 (1994a). *Solos compactados com equipamento miniatura - determinação da perda de massa por imersão*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Brasil, 6p.
- DNER-ME258 (1994b). *Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Brasil, 14p.
- EMBRAPA (2011). *Manual de métodos de análise de solo*. Autoria: Donagema, G.K.; Campos, D.V.B.; Calderano, S.B.; Teixeira, W.G.; Viana, J.H.M. Embrapa Edição Revista 2011.
- Freitas-Silva, F.H; Campos, J.E.G. (1998). *Geologia do Distrito Federal. Inventário hidrogeológico e dos recursos hídricos superficiais do Distrito Federal*. Formato digital. Governo do Distrito Federal, Brasília.
- Frempong, E.M.; Yanful, E.K. (2007). *Tropical soils-acid mine drainage interactions: Breakthrough curves and some transport parameters*. Journal of Environmental Engineering, 133, No.7, pp. 733-741.
- Frempong, E.M.; Yanful, E.K. (2008). *Interactions between three tropical soils and municipal solid waste landfill leachate*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 134, No.4, pp. 379-396.
- Godoy, H.; Bernucci, L.B.; Suzuki, C.Y. (2002). *Metodologia de investigação geotécnica preliminar para obras viárias: o caso da duplicação da rodovia Raposo Tavares de Cotia a São Roque - Estado de São Paulo*. 10º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, Anais, 1:107-115, Ouro Preto.
- Gurjão, C.M.C. (2005). *Estimativa de propriedades geoambientais de camadas impermeabilizantes de solos tropicais*. Tese de doutorado. Universidade de Brasília, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Brasília, 257p.
- Head, K.H. (1992). *Manual of Soil Laboratory Testing*. Vol. I, Soil Classification and Compaction Tests, Pentech Press, London.
- Lee, J.M.; Shackelford, C.D.; Benson, C.H.; Jo, H.; Edil, T. (2005). *Correlating Index Properties and Hydraulic Conductivity of Geosynthetic Clay Liners*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 131, No.11, pp. 1319-1329.
- Nogami, J.S.; Villibor, D.F. (1995). *Pavimentação de baixo custo usando solos lateríticos*. Ed. Villibor, São Paulo.
- Quigley, R.M.; Fernandez, F.; Rowe, R.K. (1988). *Clayey barrier assessment for impoundment of domestic waste leachate (Southern Ontario) including clay-leachate compatibility by hydraulic conductivity testing*. Canadian Geotechnical Journal, 25, No.3, pp. 574-581.

- Shackelford, C.D. (1994). *Waste-soil interactions that alter hydraulic conductivity*. In: Hydraulic conductivity and waste contaminant transport in soil. ASTM, Special Technical Publication, 1142, pp. 111-168.
- Shackelford, C.D.; Benson, C.H.; Katsumi, T.; Edil, T.B.; Lin, L. (2000). *Evaluating the hydraulic conductivity of GCLs permeated with non-standard liquids*. Geotextiles and Geomembranes, 18(2-4), pp. 133-161.
- Souto, G.D.A.B. (2009). *Lixiviado de aterros sanitários brasileiros - estudo de remoção do nitrogênio amoniacal por processo de arraste com ar ("stripping")*. Tese de doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 371 p.

ARGILA SILTOSA PROFUNDA DE RIO GRANDE – ANÁLISE DA VARIAÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Silty clay layer from Rio Grande, RS, Brazil - Analysis of the variation of geotechnical parameters

Cristina Lemos Goularte*

Cezar Augusto Burkert Bastos**

Cláudio Renato Rodrigues Dias***

RESUMO – O setor portuário brasileiro tem noticiado vultosos investimentos em obras para os anos vindouros, como em adequações e construção de novas estruturas de atracação, em instalações para movimentação de cargas, em estruturas de armazenagem e na implantação de estaleiros e de outras indústrias. O Superporto de Rio Grande, segundo maior porto marítimo do Brasil, vem experimentando esta nova realidade, com a implantação do Pólo Naval de Rio Grande. Neste contexto, o artigo vem contribuir com projetos geotécnicos apresentando uma compilação de parâmetros do solo da camada de argila siltosa profunda do Superporto de Rio Grande. Os parâmetros têm sua variação analisada ao longo da extensão do canal do Superporto e também ao longo da profundidade. Uma análise estatística foi realizada com base em modelos de regressão múltipla, relacionando cada parâmetro geotécnico com a localização e profundidade da amostra. Este estudo procura contribuir no entendimento do comportamento geotécnico deste solo, imprescindível na fase dos anteprojetos e programação de investigações geotécnicas na região.

SYNOPSIS – The Brazilian port sector has reported huge investments in the works for years to come, namely in the adaptation and construction of new berthing facilities, in facilities for cargo handling, in storage structures and in the deployment of yards and other industries. The *Superporto de Rio Grande*, the second largest seaport of Brazil, has been experiencing this new reality, with the deployment of the *Pólo Naval of Rio Grande*. This article presents a compilation of geotechnical parameters of the deep silty clay soil layer of Rio Grande, analyzing their variation with depth along the channel of the *Superporto*. A statistical analysis was performed based on multiple regression models, relating each geotechnical parameter with the location and depth of the sample. This study seeks to contribute to the understanding of the geotechnical behavior of this soil, indispensable to the stage of preliminary planning and scheduling of geotechnical investigations in the region.

PALAVRAS CHAVE – Argila siltosa, Superporto de Rio Grande, parâmetros geotécnicos.

* Professora Assistente, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande.

E-mail: cristinagoularte@furg.br

** Professor Titular, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande.

E-mail: cezarbastos@furg.br

*** Professor Titular, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande.

E-mail: claudiodias@furg.br

1 – INTRODUÇÃO

A retomada em investimentos de infraestrutura do Brasil, ocorrida na última década, tem demandado um maior número de estudos e programas de investigação geotécnica. O setor portuário é um dos quais são noticiados vultosos investimentos em obras para os anos vindouros, como em adequações e construção de novas estruturas de atracação, em instalações para movimentação de cargas, em estruturas de armazenagem e na implantação de estaleiros e de outras indústrias.

O Superporto de Rio Grande, segundo maior porto marítimo do Brasil e único situado no Rio Grande do Sul, vem experimentando esta nova realidade, com a implantação do Pólo Naval de Rio Grande, com a ampliação da capacidade de atracação de vários terminais (com o projetado aumento de calado) e com a implantação de novas indústrias. As obras citadas exigem fundações muito profundas e/ou estruturas de contenção que têm como condicionante de projeto as propriedades geotécnicas referentes à resistência ao cisalhamento e à compressibilidade de uma espessa camada de argila siltosa profunda existente ao longo da região portuária.

Na época de implantação do Superporto e seus terminais, nas décadas de 70 e 80, o solo desta camada foi amplamente investigado e suas propriedades geotécnicas estudadas por ensaios de laboratório, como relatado em Dias (2001). Nos anos 2000, com a supracitada retomada dos investimentos na região, campanhas de investigação possibilitaram obtenção de novos dados sobre o solo em questão. São exemplos as obras do Estaleiro Rio Grande e da ampliação dos Molhes da Barra.

Este artigo apresenta uma compilação de parâmetros geotécnicos do solo da camada de argila siltosa, analisando a variação destes ao longo do canal do Superporto, da chamada Ponte dos Franceses aos Molhes da Barra, e ao longo da profundidade. Dentre os parâmetros investigados tem-se: teor de argila, teor de umidade natural, limites de Atterberg, índice de vazios, índice de compressão e resistência não drenada. Uma análise estatística é realizada com base em modelos de regressão múltipla, relacionando cada parâmetro geotécnico com a localização e profundidade da amostra.

Os dados geotécnicos utilizados foram considerados válidos e representativos nos estudos de origem, portanto discussões sobre a qualidade dos ensaios e das amostras obtidas para tais não fazem parte do escopo deste trabalho.

2 – ÁREA DE ESTUDO E MATERIAIS - GEOLOGIA E GEOTECNIA DE RIO GRANDE

A cidade de Rio Grande situa-se na foz da Laguna dos Patos, na Planície Costeira Sul do Rio Grande do Sul. A Laguna dos Patos liga-se ao Oceano Atlântico pelo Canal do Norte, tendo como finalização os Molhes da Barra do Rio Grande, dois “braços” de pedra que penetram 4 km no mar e possibilitam a fixação da barra e o acesso dos navios ao complexo portuário.

A zona urbana da cidade do Rio Grande está localizada em uma península que se desenvolve na direção leste-oeste, sendo seus limites fixados a leste pelo Porto Novo, junto ao Canal de Rio Grande, pelo Porto Velho ao Norte, pelo Saco da Mangueira ao sul e pelos bairros Parque São Pedro e Parque Marinha a oeste (Fig. 1).

O complexo portuário da cidade de Rio Grande, denominado de Superporto de Rio Grande, situa-se ao longo do bordo oeste do canal de desembocadura da Laguna dos Patos no Oceano Atlântico, possuindo 12 km de extensão, desde a ponte dos Franceses sobre o Saco da Mangueira até a raiz do molhe oeste da Barra do Rio Grande, no sentido norte-sul (Fig. 2).

A formação geológica da região, segundo Dias e Bastos (1994), apresenta para a cidade de Rio Grande um subsolo composto por camadas de sedimentos marinhos e lagunares, em um pacote com até 52 m de espessura, descrito como um empacotamento de materiais justapostos em diversas



Fig. 1 – Localização de Rio Grande/RS (Google Earth, novembro de 2011).



Fig. 2 – Vista geral do Superporto de Rio Grande.

camadas (areia e argila) depositados em ambiente transicional altamente influenciado pela maré e pelas correntes de maré enchente e vazante. A camada basal deste pacote sedimentar ocorre a partir dos 42 m de profundidade, com a presença de uma camada de areia fina a grossa muito compacta, seguida de estratos de argila silto-arenosa e argila siltosa dura até 63,5 m, profundidade máxima investigada na região (Dias e Bastos, 1997).

Segundo Dias *et al.* (2010) e Dias e Bastos (2015), para análise da estratigrafia da região é extremamente importante considerar as curvas de variações relativas do nível do mar ocorridas na costa brasileira, com grande relevância quando da passagem do Pleistoceno ao Holoceno, representada por uma elevação em nível de aproximadamente 5 m, sendo designada na região de Rio Grande como Transgressão Quinta. Este evento transgressivo é identificado por uma falésia com cerca de 2 m de altura, atualmente interiorizada a 20 km da linha de praia (Godolphin, 1976). Tal falésia constitui o contato entre os terrenos pleistocênicos marinhos e os terrenos holocênicos marinhos e lagunares.

Na década de 70 tiveram início os primeiros estudos em profundidade do solo argiloso no Superporto da cidade de Rio Grande. Os primeiros dados são apresentados em Dias (1979), sendo de estudos destinados ao conhecimento do subsolo para implantação de terminais e indústrias.

Os autores supracitados descrevem desde então o perfil do subsolo do Superporto, destacando uma camada de argila siltosa depositada no Holoceno em ambiente flúvio-lagunar e de baías, presente acima dos 40 m de profundidade, com espessura variável entre 10 e 22 m. Esta argila siltosa é tida como normalmente a levemente pré-adensada, apresentando junto à camada basal um brusco enriquecimento em matéria orgânica. Sobre a camada de argila encontram-se sedimentos de areia fina pouco argilosa com cerca de 10 m de espessura e um manto superficial de areia siltosa, com espessuras até 15 m, dependendo do local, identificadas morfologicamente como pequenas dunas, com cotas entre +4,0 m e +1,5 m em relação ao nível médio do mar atual.

3 – MÉTODO DE PESQUISA

O trabalho foi iniciado com um extensivo levantamento de dados de ensaios geotécnicos de laboratório, obtidos para o solo argiloso profundo do Superporto de Rio Grande. Foram pesquisados relatórios, laudos, dissertações e artigos publicados, destacando-se os trabalhos realizados pelo grupo de pesquisa Geotecnia da Universidade Federal do Rio Grande (FURG). Há que salientar o acréscimo de dados da obra do Estaleiro Rio Grande (Dias *et al.*, 2008) e da ampliação dos Molhes da Barra (Pedreira *et al.*, 2008 e Rabassa, 2010), fruto de programas experimentais que envolveram ensaios de campo e ensaios de laboratório.

No mesmo levantamento de dados foram reunidos perfis de sondagem na área do Superporto de Rio Grande. Estes relatórios estão datados desde a década de 70 até os dias de hoje e serviram como base para análise e aperfeiçoamento do perfil estratigráfico da região em estudo, apresentado anteriormente por Dias *et al.* (2010). O documento mais antigo pesquisado foi um perfil estratigráfico datado de 1971. Já o mais antigo relatório de sondagem geotécnica que integra a pesquisa é do ano de 1975, para a obra de construção do Terminal de Trigo e Soja. Nesta etapa também contribuíram o grande acervo de sondagens e a idealização de um perfil geotécnico típico para a área da obra do Estaleiro Rio Grande, iniciada em 2007 (Dias *et al.*, 2008).

Os principais sítios investigados ao longo do Superporto de Rio Grande são assinalados na Fig. 3, sendo eles: Terminais de Derivados de Petróleo (TERIG); Terminais de Fertilizantes (TREVO); Estaleiro Rio Grande (DIQUE); Terminal de Trigo e Soja (TTS); Terminal de Containers (TECON) e Molhes da Barra.

Na análise espacial dos parâmetros inventariados ao longo do Superporto (localização) e da profundidade, foram utilizados tão somente aqueles associados à camada de argila siltosa profunda. Esta camada possui início em cota variando de - 22 a - 28 m (em relação ao nível do mar) e espessura variando de 10 a 22 m ao longo do perfil longitudinal estudado, sendo identificada sítio a sítio de acordo com a estratigrafia expressa nas sondagens.

A análise estatística dos dados (estatística descritiva básica e regressão múltipla) foi realizada com o emprego dos *softwares* *Statistica* e *Microsoft Office Excel*, buscando analisar a



Fig. 3 – Principais sítios investigados ao longo do Superporto de Rio Grande (Google Earth, 2012).

representatividade da localização e da profundidade na variação dos parâmetros. Detalhes sobre os procedimentos empregados no inventário e análise dos dados são apresentados em Goularte (2012).

4 – RESULTADOS

Os dados obtidos ao longo do canal do Superporto foram reunidos na forma de um perfil longitudinal, sendo analisados os parâmetros da camada de argila siltosa em diversas profundidades e em diversos pontos localizados ao longo da margem deste canal na direção norte-sul (da Ponte dos Franceses em direção aos Molhes da Barra). Foram compilados e analisados estatisticamente dados referentes aos seguintes parâmetros: percentual de argila, teor de umidade natural (w_{nat}), limite de liquidez (w_L), índice de plasticidade (IP), índice de vazios (e_0), índice de compressão (C_c), razão de pré-adensamento (OCR) e a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u).

Os dados das sondagens inventariados permitiram refinar e retificar o perfil anteriormente traçado para a região de estudo por Dias *et al.* (2010). Esse novo perfil longitudinal, ilustrando o subsolo ao longo do Superporto de Rio Grande, é apresentado na Fig. 4. Neste perfil é indicada a presença da camada de argila siltosa cujas propriedades geotécnicas são determinantes nos projetos de fundações de várias obras nos terminais e nas demais estruturas desta região portuária. Sobreposta a esta camada, ocorrem pacotes arenosos espessos e outros estratos argilosos intercalados com lentes arenosas. Já abaixo desta encontra-se um pacote arenoso compacto, com características que remetem a sedimentação de origem continental.

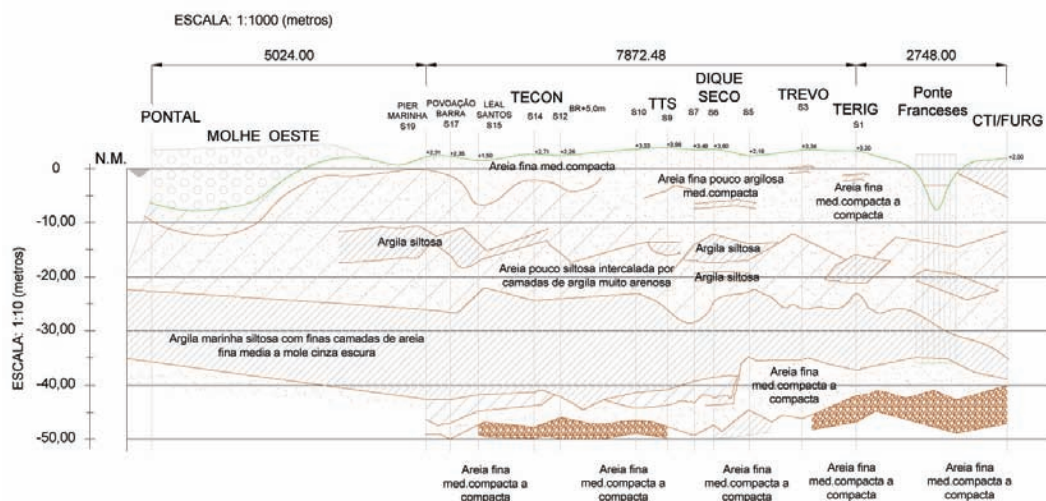


Fig. 4 – Perfil longitudinal ao longo do Superporto de Rio Grande.

A partir dos dados inventariados, para os sítios estudados, foram criados gráficos para a análise de parâmetros na camada de argila siltosa profunda. Os dados que apresentaram variações significativas são apresentados nas figuras 5 a 16. Nos gráficos as variáveis localização e profundidade são analisadas de maneira independente. A análise de todos parâmetros com as variáveis localização e profundidade é apresentada em Goularte (2012).

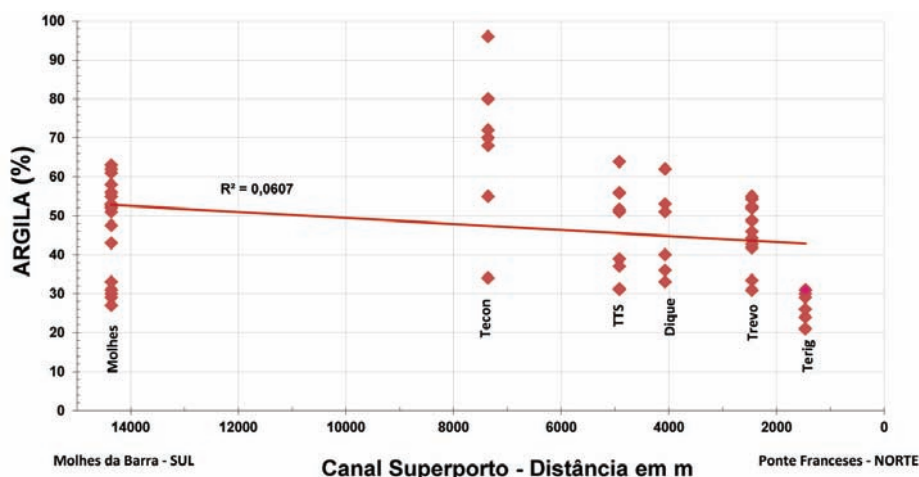


Fig. 5 – Teor de argila vs. localização.

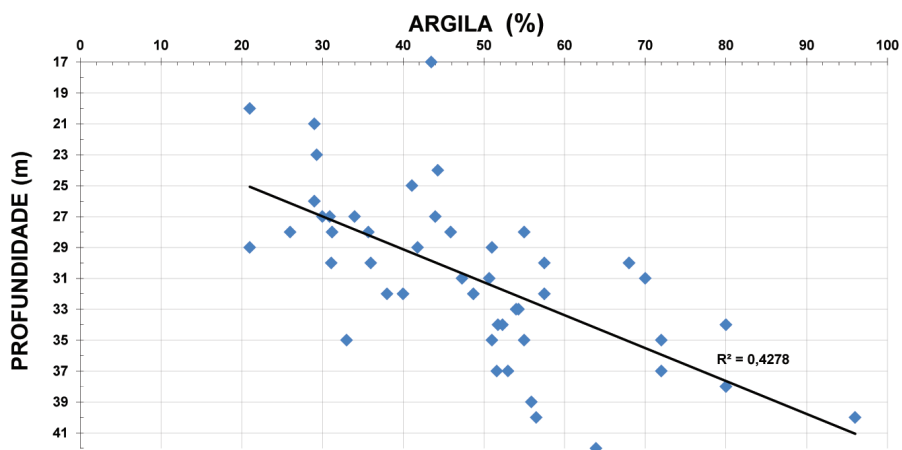


Fig. 6 – Teor de argila vs. profundidade.

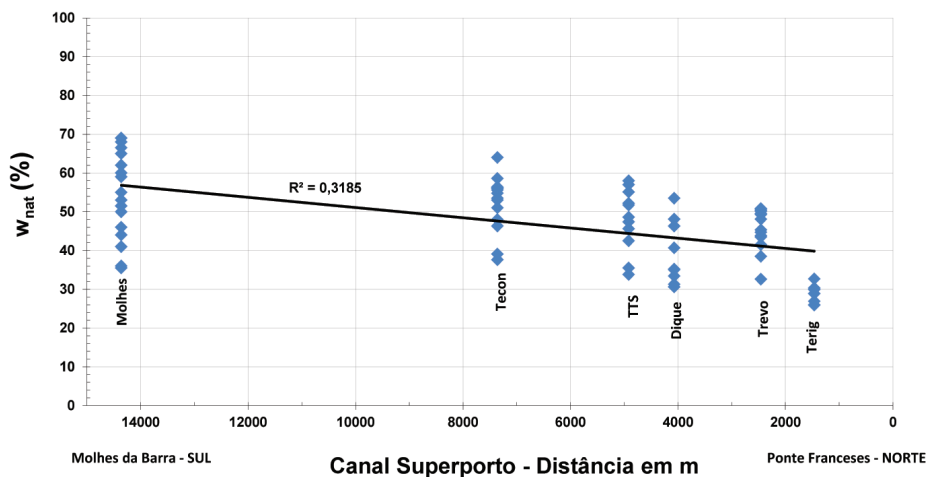


Fig. 7 – Teor de umidade natural vs. localização.

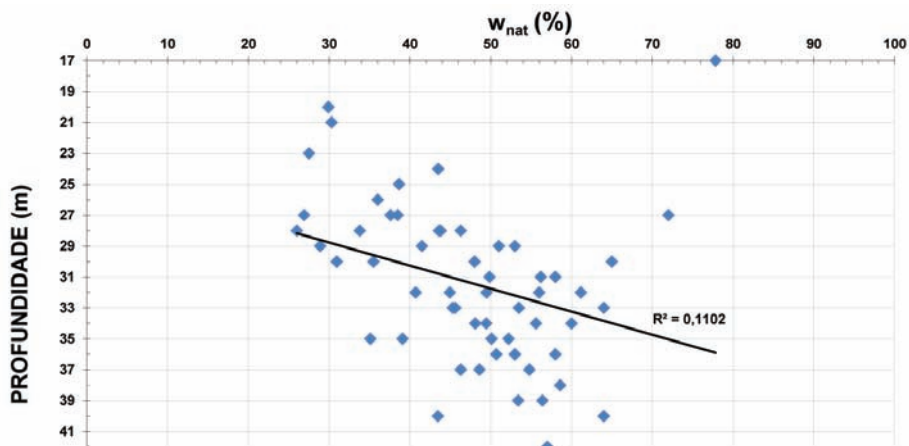


Fig. 8 – Teor de umidade natural vs. profundidade.

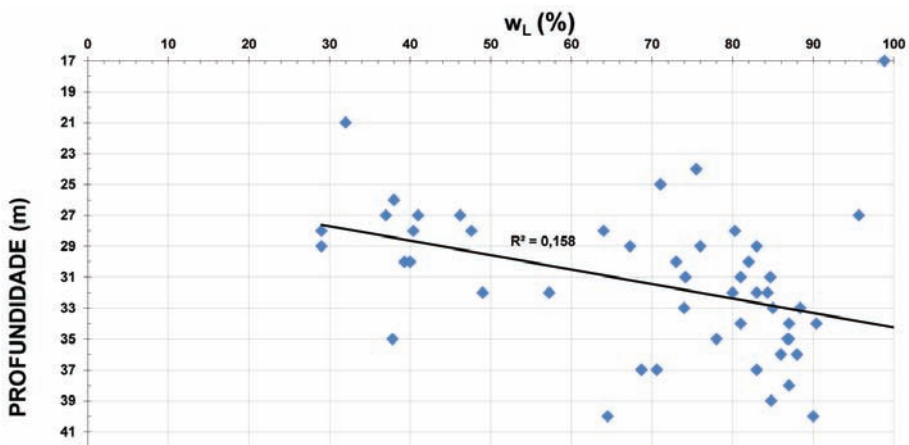


Fig. 9 – Limite de liquidez vs. profundidade.

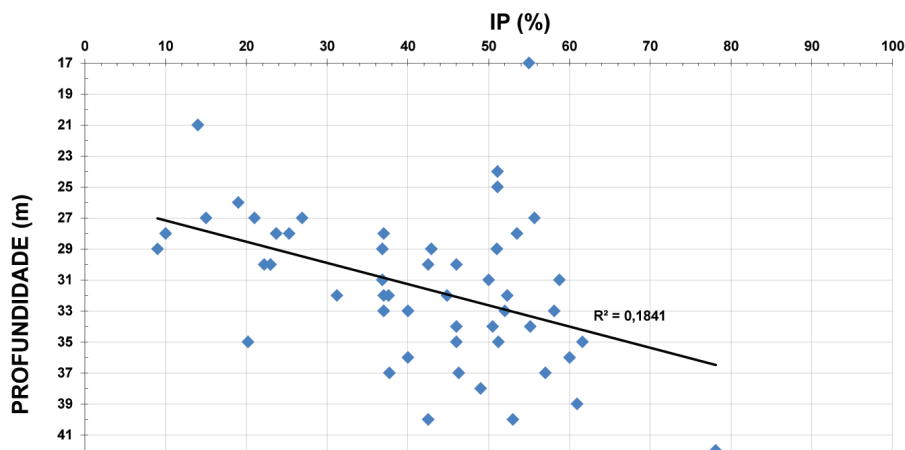


Fig. 10 – Índice de plasticidade vs. profundidade.

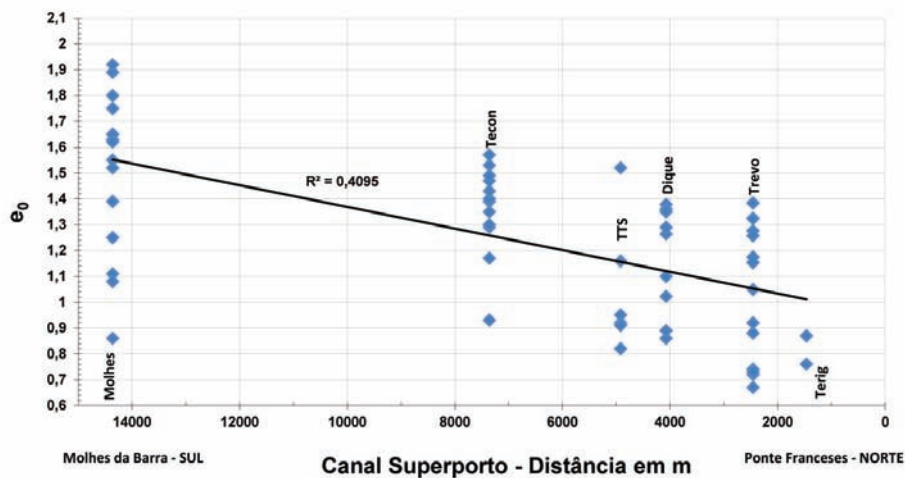


Fig. 11 – Índice de vazios vs. localização.

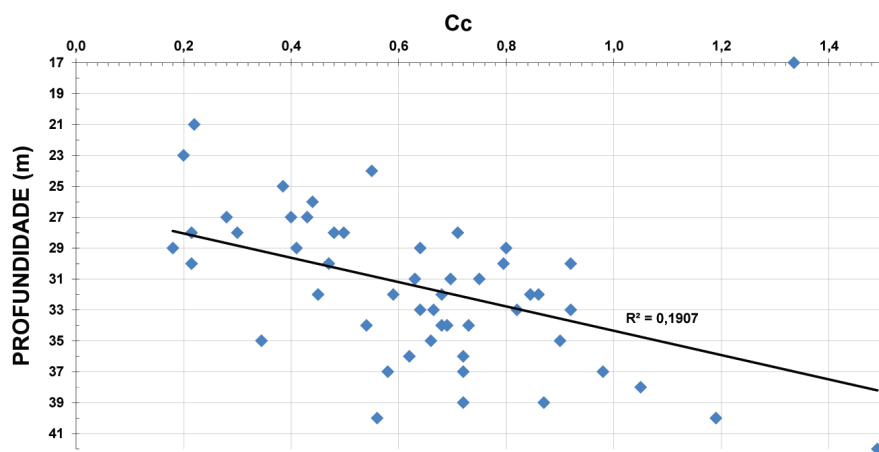


Fig. 12 – Índice de compressão vs. profundidade.

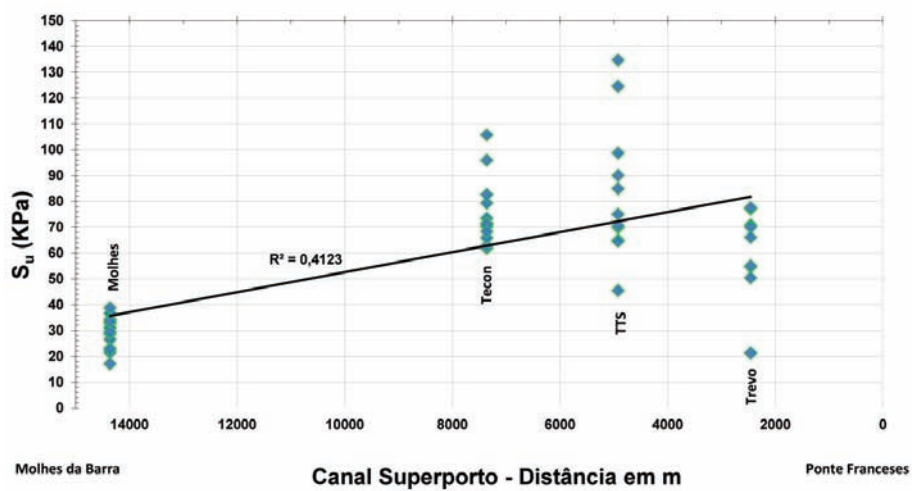


Fig. 13 – Resistência não drenada vs. localização.

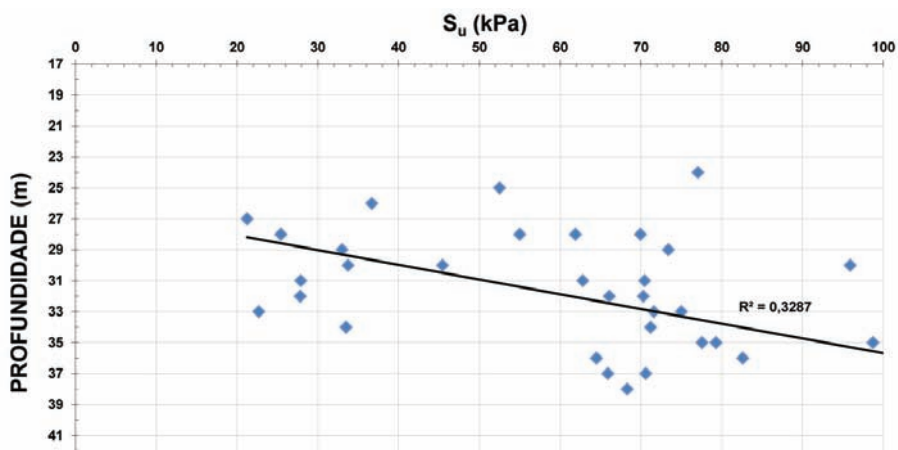


Fig. 14 – Resistência não drenada vs. profundidade.

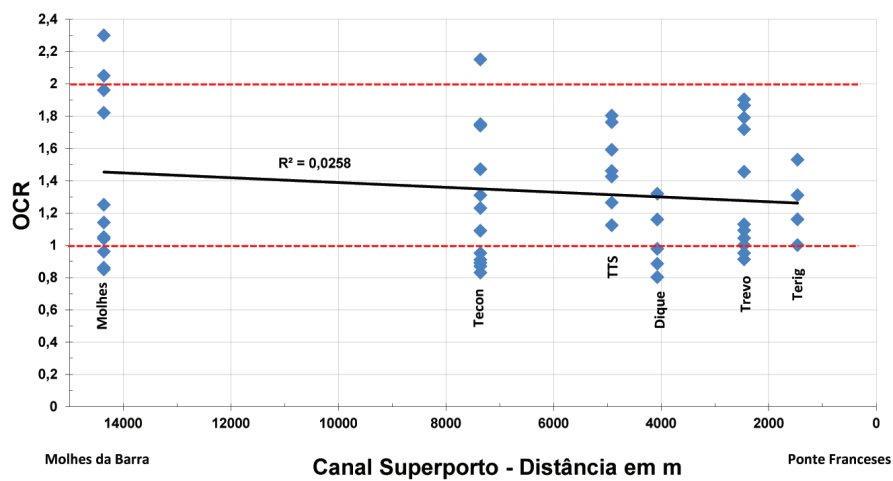


Fig. 15 – OCR vs. localização.

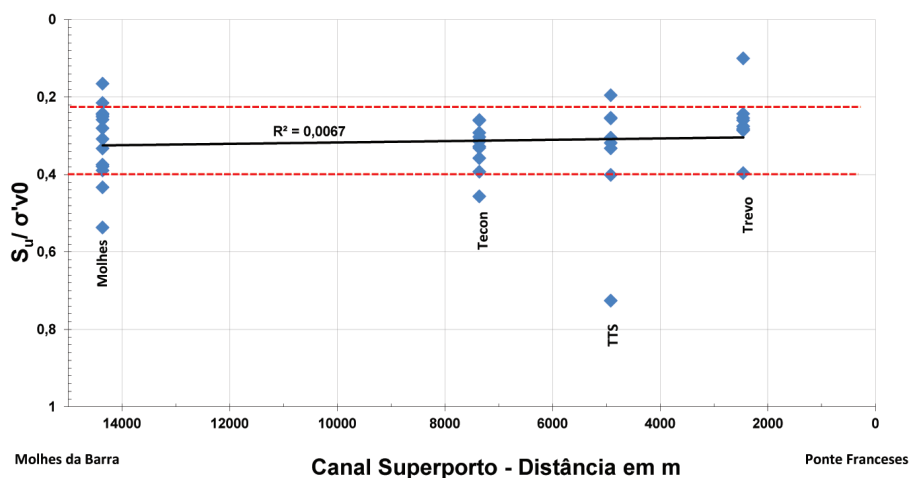


Fig. 16 – Razão de resistência vs. localização.

O Quadro 1 apresenta uma síntese da análise estatística da variação com a localização e profundidade dos parâmetros geotécnicos avaliados. A análise de significância foi associada a um índice (p-nível) de 6%. Se o índice for inferior a 6%, considerou-se que a variável tem significativa influência no parâmetro analisado. O valor do coeficiente de determinação (R^2), apresentado no quadro, indica a correlação do parâmetro simultaneamente às variáveis localização e profundidade (Goularte, 2012).

Quadro 1 – Variação dos parâmetros com a localização e a profundidade ao longo do Superporto.

Parâmetros	Variação estatisticamente significativa com a localização	Variação estatisticamente significativa com a profundidade	R^2 Modelo de regressão múltipla
Teor de argila	SIM	SIM	44,13%
w_{nat}	SIM	SIM	24,02%
w_L	NÃO	SIM	12,40%
IP	NÃO	SIM	15,25%
e_0	SIM	NÃO	30,53%
Cc	NÃO	SIM	22,06%
OCR	NÃO	NÃO	-
S_u	SIM	SIM	26,55%

5 – DISCUSSÕES

Pode-se observar que os parâmetros que apresentaram sua variação explicada pela profundidade e localização foram o teor de argila, teor de umidade natural e resistência ao cisalhamento não drenada. O teor de argila teve seu melhor ajuste para o modelo de regressão múltipla, com melhor coeficiente de determinação, indicando maior correlação simultânea com a localização e profundidade na camada. Pode-se comprovar, com base estatística, que o solo da camada profunda torna-se mais argiloso à medida que se aproxima da costa e se aprofunda na camada (Figs. 5 e 6). Cabe destacar que a mudança textural para a camada de areia basal se dá de forma abrupta e não resulta em acréscimo de areia na camada de argila siltosa. O teor de umidade natural demonstra a mesma tendência que o teor de argila, aumentando à medida que se aproxima da costa e se aprofunda na camada (Figs. 7 e 8).

Quanto aos parâmetros de plasticidade, definidos pelos limites de Atterberg, conclui-se por um aumento da plasticidade do solo ao longo da profundidade na camada de argila siltosa profunda (Figs. 9 e 10).

Em relação ao índice de vazios, pode-se afirmar tão somente que ocorre um aumento na porosidade dos solos à medida que a camada se aproxima da costa. Há de se destacar que este parâmetro foi o único a apresentar esta tendência de relação significativa somente com a localização (Fig. 11).

Observa-se a tendência de acréscimo no índice de compressão tanto em direção aos Molhes da Barra como em profundidade, apesar de somente esta última variável mostrar significância estatística. A relação existente do índice de compressão com o teor de argila poderia explicar este comportamento (Fig. 12).

Uma tendência de acréscimo na resistência ao cisalhamento não drenada com a profundidade foi observada. Apesar da dispersão dos resultados de S_u , com base na análise estatística, é possível afirmar que o solo mostra maior resistência ao cisalhamento não drenada à medida que se aproxima da costa e se aprofunda na camada (Figs. 13 e 14).

Apesar de não mostrar relação significativa com as variáveis espaciais analisadas, o estudo mostrou que 74,5% dos resultados de OCR encontram-se entre 1 e 2, indicando que, de maneira geral, a argila siltosa profunda do Superporto de Rio Grande pode ser caracterizada como normalmente adensada a levemente pré-adensada, corroborando com conclusões de outros estudos (Fig. 15).

Analisando a normalização dos resultados de S_u em função da tensão efetiva *in situ* (razão de resistência), observa-se que 81,4% dos resultados encontram-se na faixa de razão de resistência de 0,23 a 0,40 (Fig. 16), correspondendo a valores de OCR entre 1 e 2, segundo equação 1.

$$S_u/\sigma'_{v0} = (0,23 \pm 0,04).OCR^{0,8} \quad (1)$$

S_u/σ'_{v0} – resistência não drenada normalizada;

OCR – razão de pré-adensamento.

Dias e Bastos (2015) abordam o uso dos ensaios de piezocone e a datação de amostras pelo Carbono 14 para definir a estratigrafia do solo do local Dique. No que se refere à resistência ao cisalhamento não drenada, os autores usaram a formulação sugerida por Kulhawy e Maine (1990) para definir S_u e comparam valores de OCR estimados a partir de dados de piezocone com os resultados de ensaios de laboratório em amostras retiradas de várias profundidades (Figura 17). Destaca-se a concordância entre os dados de campo e laboratório na camada de argila abaixo da cota -25 m.

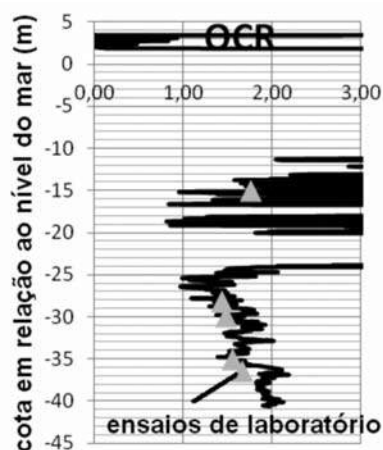


Fig. 17 – Perfil de OCR do ensaio CPTu 17a (Dias e Bastos, 2015).

Em particular no local Molhes, as amostras pertencem a um perfil dentro do mar, com 10 m de coluna d'água, sob tensão efetiva da ordem de 90 a 100 kPa. Um valor de S_u mínimo de 17 kPa para o local confere S_u/σ'_{vo} igual a 0,19, compatível com solos normalmente adensados (Mesri, 1975).

Logo, os dados de resistência ao cisalhamento corroboram que a argila siltosa profunda do Superporto de Rio Grande pode ser tratada como um solo de comportamento normalmente adensado a levemente pré-adensado.

Em relação à análise estatística, pode-se observar que, dos oito parâmetros analisados, apenas quatro mostraram variação explicada pela localização ao longo do canal. Já a profundidade explica a variação de seis destes. Somente três parâmetros têm sua variação explicada por ambas variáveis.

6 – CONCLUSÕES

O estudo conduzido busca contribuir no entendimento do comportamento geotécnico do solo argiloso presente no subsolo do Superporto de Rio Grande, imprescindível na fase dos anteprojetos e programação de investigações geotécnicas, assim como na comparação com as propriedades de solos de outros estratos argilosos ao longo da costa brasileira.

Os resultados da análise estatística, com base em modelos de regressão múltipla, mostram que importantes parâmetros geotécnicos têm variação explicada pela localização ao longo do Superporto, assim como pela profundidade dentro da camada de argila siltosa profunda. O teor de argila, o teor de umidade natural e a plasticidade tendem a crescer com a profundidade. A mesma tendência é apresentada pelo índice de compressão e resistência não drenada. Já o teor de argila, o teor de umidade, o índice de vazios e a resistência não drenada mostram acréscimo em direção aos Molhes da Barra.

O inventário de dados também confirma os estudos anteriores, que pontualmente caracterizam a argila siltosa profunda da região do Superporto de Rio Grande como normalmente adensada a levemente pré-adensada.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Dias, C.R.R. (1979). *Comportamento de estacas de fundação dos silos do terminal de Trigo e Soja do Superporto de Rio Grande*. Solos e Rochas, São Paulo, v.2, n.2, pp. 27-37.
- Dias, C.R.R. (2001). *Os parâmetros geotécnicos e a influência dos eventos geológicos – argilas moles de Rio Grande/RS*. Anais do Encontro Propriedades de Argilas Moles Brasileiras, Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, pp. 29-49.
- Dias, C.R.R.; Bastos, C.A.B. (1994). *Propriedades geotécnicas da argila siltosa marinha de Rio Grande/RS: uma interpretação a luz da história geológica recente da região*. Anais do X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 1994, Foz do Iguaçu/PR, Rio de Janeiro: ABMS, v.2, pp. 555-562.
- Dias, C.R.R.; Bastos, C.A.B. (1997). *Argila siltosa marinha de Rio Grande/RS – Análise dos dados geotécnicos aplicados às obras portuárias*. Anais do VI Congresso Brasileiro da ABEQUA, Curitiba: ABEQUA, pp. 53-57.
- Dias, C.R.R.; Bastos, E. (2015). *Datação de sedimentos costeiros e uso do piezocone para definir estratigrafia*. Revista Geotecnia, Lisboa, Portugal, nº.134, pp. 61-86.
- Dias, C.R.R.; Bastos, C.A.B.; Pedreira, C.L.S.; Schuler, A.R.; Schmitt, L.A. (2008). *Caracterização do subsolo do Superporto de Rio Grande a partir de novas investigações geotécnicas para obras portuárias*. IV Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, SPG, Coimbra, Vol. 1, pp. 375-382.
- Dias, C.R.R.; Bastos, C.A.B.; Pedreira, C.L.S. (2010). *Variações no comportamento geotécnico da camada argilosa profunda ao longo do Porto de Rio Grande: Influência da energia durante o processo sedimentar*. Anais do XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Gramado. Porto Alegre:ABMS (CD-ROM).
- Godolphin, M.F. (1976). *Geologia do Holoceno costeiro do município de Rio Grande*. Porto Alegre, Dissertação de Mestrado, UFRGS- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 146p.
- Goularte, C.L. (2012). *Inventário e análise dos parâmetros geotécnicos da argila siltosa profunda da região portuária de Rio Grande*. Rio Grande, Dissertação de Mestrado, FURG – Universidade Federal do Rio Grande, 171p.
- Kulhawy, F.H.; Mayne, P.W. (1990). *Manual on estimating soil properties for foundation design*. Report EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto. 306p. Disponível em www.epri.com.
- Mesri, G. (1975). *New Design Procedure for Stability of Soft Clays*. Discussion, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101, GT4: pp. 409 412.
- Pedreira, C.L.S.; Dias, C.R.R.; Bastos, C.A.B.; Fagundes, D.F.; Schnaid, F. (2008). *Argilas moles de Rio Grande: Estudo de sítios de investigação*. Anais do IV Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Coimbra. SPG/ABMS: Coimbra-PT, pp. 303-310.
- Rabassa, C.M. (2010). *Monitoramento Geotécnico da obra de ampliação dos molhes do Rio Grande, Brasil*. Porto Alegre, Dissertação de Mestrado, UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 103p.

DETERMINAÇÃO DO QUAKE DO FUSTE DE ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO ATRAVÉS DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA E ENSAIOS DE CARREGAMENTO DINÂMICO

Determining shaft quake values of concrete precast piles by static and dynamic load tests

Daniel Kina Murakami*

Faiçal Massad**

RESUMO – Este trabalho tem como objetivo apresentar um caso de obra onde se utilizou o procedimento proposto por Murakami (2015) para a realização de análises com o CAPWAP (*Case Pile Wave Analysis Program*). O procedimento permite determinar o valor do *quake* do fuste da estaca de forma que o formato da curva simulada do CAPWAP fique mais próximo da curva real da prova de carga estática, melhorando não apenas o seu significado físico mas também o *match quality* da curva *wave up*. Uma forma de avaliar o formato da curva da simulação de prova de carga estática do CAPWAP em relação à curva real é através do conceito de “*match quality* de recalques”, que é uma das propostas deste trabalho.

SYNOPSIS – This paper aims to present a case study in which it is used the procedure proposed by Murakami (2015) to perform CAPWAP (*Case Pile Wave Analysis Program*) analyses. The procedure allows determining the shaft quake value of the pile, adjusting the CAPWAP’s load-settlement curve to be closer to the real curve of the static load test, improving not only the physical meaning of the simulation but also the CAPWAP match quality of the wave up curve. One way to evaluate the shape of the CAPWAP’s load-settlement curve regarding the static load test curve is through the concept of “settlement match quality”, proposed in this paper.

PALAVRAS CHAVE – Ensaio de carregamento dinâmico, CAPWAP, prova de carga estática, “*match quality* de recalques”.

1 – INTRODUÇÃO

Segundo Rausche *et al.* (1994), após a coleta de dados pelos sensores de um ensaio de carregamento dinâmico (ECD), podem ser feitas análises através do Método CAPWAP (*Case Pile Wave Analysis Program*), que avalia a distribuição do atrito lateral em profundidade, a carga transferida para a ponta, parâmetros do solo como *quake* (deslocamento necessário para ocorrer o esgotamento do atrito lateral ou mobilização plena da resistência de ponta da estaca) e *damping* (amortecimento do solo), além de estimar a relação carga-recalque da estaca sob carregamento estático. O método visa buscar o *best match quality* (melhor fator de qualidade), que resulta da comparação entre o sinal de força medido pelos sensores e o sinal calculado; quanto mais próximas forem as duas curvas, melhor deverá ser o resultado obtido (*signal matching*). Trata-se portanto de um cálculo realizado por diversas tentativas, não é uma solução fechada.

* Engenheiro Civil, Benaton Fundações, Mestre pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
E-mail: daniel.murakami@gmail.com

** Professor Titular Sênior, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. E-mail: faissal@usp.br

Há casos específicos onde é inevitável que a solução obtida pela análise CAPWAP apresente valores elevados de *quake* da ponta da estaca, conforme apresentado por Authier e Fellenius (1980), Likins (1983), Murakami e Cabette (2014). Nesses casos a não utilização de *quakes* elevados para a ponta da estaca faz com que o *match quality* piore consideravelmente.

Entretanto, segundo Fellenius (1988), os resultados do CAPWAP podem variar em função do operador que executa a análise, dependendo do tipo de subsolo. De forma geral, Fellenius (1988) concluiu que a carga total mobilizada varia pouco quando analisada por diferentes operadores, podendo apresentar maior variação em solos mais peculiares. Qualitativamente, houve uma concordância na distribuição do atrito lateral quando analisada por diferentes operadores, entretanto os valores de *quake* e *damping* podem variar. Os resultados do Método CAPWAP podem variar quando analisados por diferentes operadores porque o método é realizado por tentativas, não se trata de uma solução fechada, conforme já comentado anteriormente.

Segundo Murakami (2015) a distribuição do atrito lateral pode ser diferente da esperada em função do tipo de subsolo dependendo do valor do *quake* do fuste da estaca (*shaft quake*, *qs*) utilizado na análise CAPWAP. Quanto maior for o valor do *qs* utilizado na análise, maior será o tempo necessário para mobilizar o atrito lateral do último elemento de solo próximo à ponta, de forma que na curva da força *wave up* (força ascendente) em função do tempo, cada elemento de solo fica mais desfasado em relação à análise com menor valor de *qs*. De forma prática a curva *wave up* calculada fica deslocada para a direita com o aumento de *qs*. Para que estas análises com valores de *qs* maiores obtenham *match quality* satisfatórios pode ser necessário alterar a distribuição do atrito lateral, aumentar ou diminuir os valores de *damping*, assim como das demais variáveis envolvidas na análise. Dessa forma a distribuição do atrito lateral pode ser diferente dependendo do valor do *qs* utilizado.

Com o objetivo de tentar resolver o problema da variabilidade dos resultados do CAPWAP em função do operador e apresentar uma solução mais próxima da realidade no sentido físico, e não apenas no sentido matemático, medido pelo *match quality*, este trabalho propõe um novo procedimento para a realização de análises CAPWAP (Murakami, 2015), incluindo uma nova forma de quantificar a solução obtida através do conceito de “*match quality* de recalques” (fator de qualidade de recalques). O trabalho mostra como isso pode ser feito, através de resultado de prova de carga estática (PCE), feita de forma convencional, ou realizando um carregamento estático com o peso próprio do martelo do bate-estaca, antes da realização do ensaio de carregamento dinâmico (ECD).

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

Inicialmente o CAPWAP é aplicado através do procedimento tradicional, isto é, buscando o *best match quality*, determinando a carga total mobilizada. Concluída a análise, o valor do *quake* do fuste da estaca é ajustado de forma que o trecho inicial da curva da simulação de prova de carga estática do CAPWAP se aproxime do trecho inicial da curva de uma prova de carga estática convencional ou, preferencialmente, através do CEPM (Carregamento Estático com o Peso do Martelo). As demais variáveis são ajustadas de forma a obter um novo *best match quality* da curva *wave up*. O procedimento para a realização do CEPM está indicado nas Figuras 1 e 2.

A nova solução obtida corrigindo o valor do *quake* do fuste da estaca deve apresentar capacidade de carga próxima da primeira solução obtida, além de proporcionar praticamente o mesmo trecho inicial de uma prova de carga estática. O *match quality* da curva *wave up* (MQ_{WU}) também deverá melhorar, assim como o “*match quality* de recalques” (MQ_R).



Fig. 1 – Realização do CEPM.



Fig. 2 – Leitura de recalques com relógio comparador (ampliação da Figura 1, em destaque).

O “*match quality* de recalques” pode ser definido através da equação 1 (Murakami, 2015):

$$MQ_R = \sum_0^n (|Y_{ci} - Y_{cwi}| + |Y_{ci+1} - Y_{cwi+1}|) \times (P_{i+1} - P_i) / (2 \times Y_{cmax}) \quad (1)$$

Y_{ci} – recalque da prova de carga estática (PCE);

Y_{cwi} – recalque do CAPWAP;

P_i – carga associada ao recalque Y_i ;

n – número de pontos da prova de carga;

Y_{cmax} – recalque máximo da prova de carga estática;

MQ_R – “*match quality* de recalques”.

A norma brasileira ABNT NBR 6122:2010 até permite a substituição de provas de carga estática por ensaios dinâmicos em alguns casos. Mas, dependendo da obra, torna-se inviável a realização de provas de carga estática (exemplo: obras de pequeno porte com recursos limitados e/ou cronograma “apertado”).

Uma forma de contornar a questão de custo e prazo é a realização de um carregamento estático utilizando o peso próprio do martelo do bate-estaca (CEPM) antes da execução do ensaio dinâmico, medindo o recalque com relógio comparador segundo a norma ABNT NBR 12131:2006.

Este procedimento apresenta a vantagem de não necessitar de instalação de um sistema de reação, reduzindo custo e prazo, além de representar o comportamento da estaca no exato momento da realização do ensaio dinâmico (despreza-se a influência do efeito *set up*).

A realização do CEPM após o ensaio dinâmico costuma apresentar um recalque “ligeiramente” maior do que se o mesmo fosse realizado antes do ensaio dinâmico em função de uma provável influência de tensões residuais. Murakami (2015) verificou essa influência em dois casos de obra em que o CEPM foi realizado após o ECD: os recalques eram maiores que o esperado e aparentemente se estabilizaram antes dos 15 minutos; após 30 minutos a estaca começava a se deslocar para cima; após 60 minutos uma das estacas analisadas apresentou recalques “negativos”, indicando claramente que deveria haver uma carga aprisionada na ponta da estaca forçando-a para cima.

3 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

A metodologia apresentada acima foi utilizada em uma obra na região de Osasco, São Paulo/SP. Foram executadas estacas pré-moldadas de concreto de seção $\phi 38\text{cm}$, utilizando martelo a queda livre de 4000 kg.

Foram executadas uma prova de carga estática (estaca E01) e 3 ensaios de carregamento dinâmico com energia crescente. Os ensaios dinâmicos foram feitos em estacas próximas à E01 (cerca de 10m de distância). Em uma das estacas onde foi realizado o ensaio dinâmico (estaca E02), foi executado, previamente, o carregamento estático com o peso próprio do martelo do bate-estaca (CEPM). Não foi realizado ensaio dinâmico na mesma estaca onde se realizou a prova de carga estática.

A estaca da prova de carga estática (E01) apresentou comprimento cravado de 13,80m e o ensaio foi realizado após 47 dias do final da cravação. A estaca E02, onde foi realizado o ensaio dinâmico em conjunto com o CEPM, possuía comprimento cravado de 14,10m e os ensaios foram feitos 6 dias após a sua cravação. Os dados referentes às estacas E01 e E02 estão indicados no Quadro 1.

Quadro 1 – Dados das estacas E01 e E02.

Estaca	Ensaio	D (cm)	Área Cheia (cm²)	Área de Concreto (cm²)	Perímetro (cm)	Furo Central (cm)	Comprimento Cravado (m)	Set Up (dias)
E01	PCE	38	1134	810	119	20,3	13,80	47
E02	PDA-CEPM	38	1134	810	119	20,3	14,10	6

Nota – PDA – Pile driving analyser

O subsolo apresentava basicamente uma camada de aterro, de cerca de 3,5m de espessura, com N_{SPT} entre 2 e 7 golpes, sobrejacente a uma camada de argila siltosa, pouco arenosa, muito mole, marrom, amarela e cinza escura. Subjacente a esta camada as sondagens detectaram a presença de solo de alteração de rocha, constituído de areia siltosa, marrom, amarela e cinza, variegada, fofa a medianamente compacta, com N_{SPT} médio de 7 golpes até 14m de profundidade. A partir de 14m de profundidade, a camada de solo de alteração de rocha apresentou valores de N_{SPT} entre 25 e 55 golpes. O nível d'água foi detectado a 2,9m de profundidade.

3.1 – Resultados obtidos

O ensaio de carregamento dinâmico na Estaca E02 foi executado com as seguintes alturas de queda, H: 10cm, 20cm, 30cm, 40cm, 50cm, 60cm, 70cm e 80cm. Ele foi precedido por um carregamento estático com o peso próprio do martelo (CEPM), obtendo um recalque de 0,08mm para uma carga de 40kN.

Segundo o Método Case (*Case Western Reserve University*) a partir da altura de queda H de 60cm praticamente não houve acréscimos significativos de capacidade de carga, conforme indicado na Figura 3, que também mostra a curva da prova de carga estática na Estaca E01, extrapolada segundo o Método de Chin (1970).

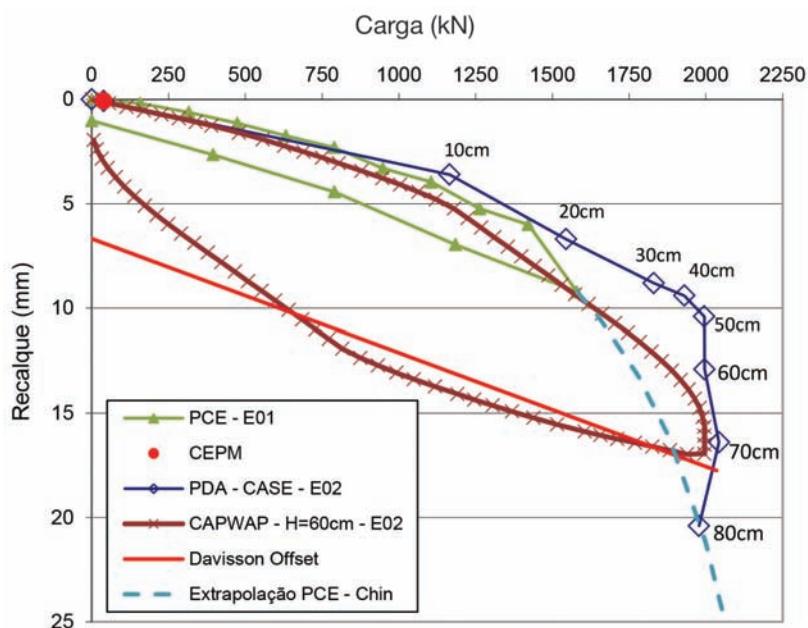


Fig. 3 – Correlação entre PCE × CAPWAP × Case (Estaca E02 - Osasco).

3.2 – Análise para altura de queda H de 60cm

A análise CAPWAP que apresentou melhor *match quality* da curva *wave up* (MQ_{WU}), assim como melhor “*match quality* de recalques” (MQ_R), foi realizada utilizando o *quake* do fuste de 0,868mm. Observa-se que este valor é menor que os valores sugeridos no manual do CAPWAP (Pile Dynamics, 2006) que variam entre 1,0mm e 7,5mm. As Figuras 4 e 5 ilustram a influência do

quake do fuste nos recalques simulados pelo CAPWAP. A Figura 4 é uma ampliação do trecho inicial da curva da Figura 5. Nota-se que o recalque no trecho inicial da curva é diretamente proporcional ao *quake* do fuste da estaca, conforme previsto pelo modelo de Smith (1960), que, como se sabe, adota funções de transferência de carga do tipo elasto-plástico (relações de Cambefort, 1964). É possível também verificar a proporcionalidade entre recalque e *quake* do fuste através do modelo matemático que utiliza o modelo de Cambefort (Massad, 1995). A solução usando *quake* do fuste de 0,868mm foi a que mais se aproximou do recalque do peso próprio do martelo, assim como da curva da prova de carga estática. Este valor de q_s é obtido por tentativas de forma a obter o melhor MQ_R em conjunto com o melhor MQ_{WU} . A Figura 6 ilustra a comparação dos resultados obtidos com melhor “*match quality* de recalques” (MQ_R) ($q_s=0,868\text{mm}$) e pior “*match quality* de recalques” ($q_s=6,5\text{mm}$).

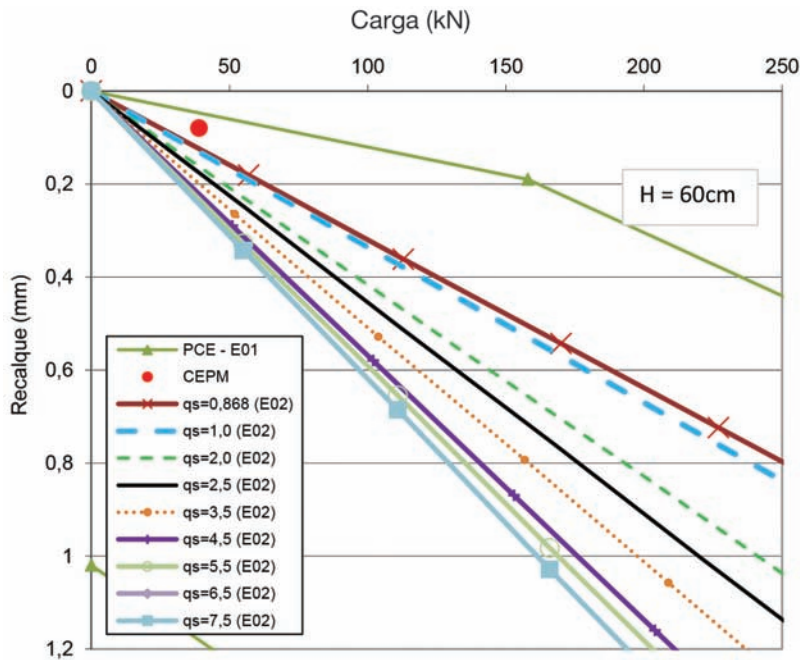


Fig. 4 – Influência do quake do fuste na curva carga-recalque (Estaca E02 - Osasco).

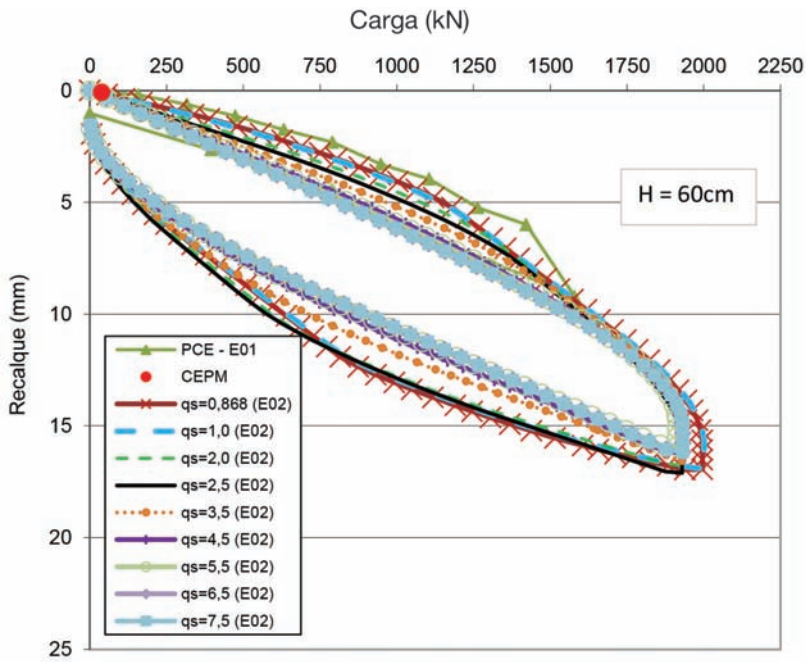


Fig. 5 – Influência do quake do fuste na curva carga-recalque (Estaca E02 - Osasco).

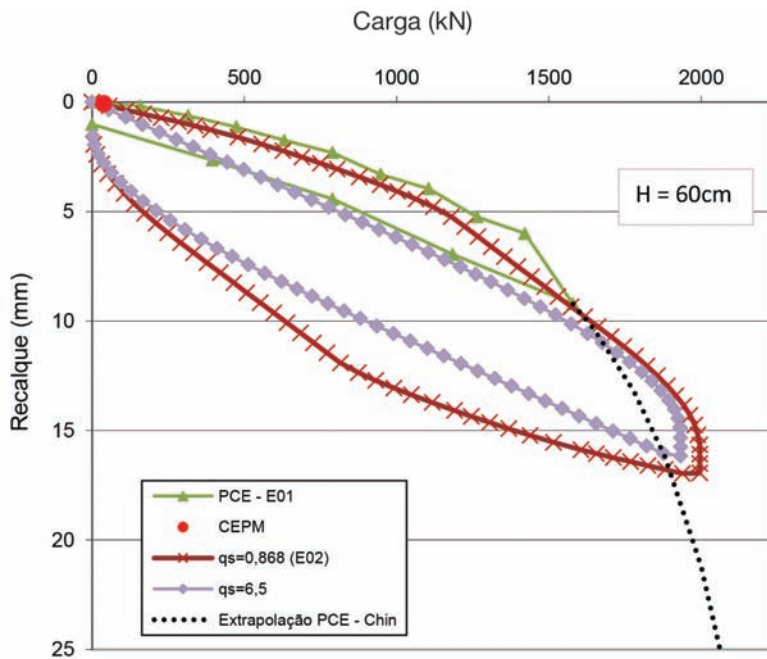


Fig. 6 – Influência do quake do fuste da curva carga-recalque considerando o melhor QR ($q_s=0.868\text{mm}$) e o pior QR ($q_s=6.5\text{mm}$) (Estaca E02 - Osasco).

O Quadro 2 permite comparar os resultados obtidos para diferentes valores de *quake* do fuste.

Quadro 2 – Comparação dos resultados com diferentes valores de q_s (Estaca E02 – Osasco).

Análise	MQ_R	MQ_{WAVEUP}	Jc	RMX (kN)	Atrito (kN)	Ponta (kN)	SS (s/m)	ST (s/m)	qt (mm)
$q_s=0,868$	107	1,34	0,63	1996	1001	995	0,547	0,55	6,349
$q_s=1,0$	115	1,50	0,63	1996	1001	995	0,522	0,573	6,326
$q_s=2,0$	158	1,64	0,69	1930	1000	930	0,428	0,738	6,527
$q_s=2,5$	183	1,83	0,69	1930	1000	930	0,467	0,789	6,796
$q_s=3,5$	231	1,87	0,69	1930	920	1010	0,541	0,921	6,379
$q_s=4,5$	300	1,89	0,69	1930	710	1220	0,76	0,907	6,162
$q_s=5,5$	319	1,93	0,70	1913	663	1250	0,69	0,918	6,066
$q_s=6,5$	347	2,05	0,68	1933	613	1320	0,764	0,927	6,172
$q_s=7,5$	386	2,01	0,88	1842	493	1348	1,149	0,963	5,932

Nota - Jc- *Case damping factor*; RMX- Máxima resistência estática (Método Case); SS- *Smith shaft damping*; ST- *Smith toe damping*; qt- *Quake* da ponta da estaca (toe quake)

Observa-se que a solução utilizando *quake* do fuste de 0,868mm foi a que apresentou menor *match quality* (MQ_{wu}) assim como menor “*match quality* de recalques” (MQ_R). As análises realizadas utilizando valores de q_s maiores (a partir de $q_s=5,5$ mm) revelaram que o atrito lateral não se esgotou totalmente. De fato, a partir de uma certa profundidade até à ponta da estaca, os valores de q_s têm que ser diminuídos proporcionalmente com a redução do atrito lateral de cada elemento de solo, conforme previsto pelo modelo de Smith (1960). A extrapolação do atrito lateral através do modelo elasto-plástico ideal levaria a um valor de capacidade de carga superior ao da prova de carga estática, indicando que valores de q_s superiores a 5,5mm não apresentam significado físico (relação carga-recalque), apesar de matematicamente resolverem a equação da onda. A utilização de *quakes* do fuste menores que o valor utilizado (0,868mm) aproximaria mais a curva do CAPWAP do ponto medido com o peso do martelo, porém o *match quality* da curva *wave up* (MQ_{wu}) pioraria, indicando que valores de q_s abaixo deste apresentam pior solução matemática da equação da onda. Isso significa que este valor de q_s utilizado representa o ponto, dentro da faixa de valores de q_s possíveis matematicamente, onde se obtém o melhor MQ_R e o melhor MQ_{wu} . Portanto, o valor de *quake* do fuste mais provável é de 0,868mm.

A Figura 7 ilustra a variação da força axial em profundidade para os diversos valores de *quake* do fuste. Nota-se que há uma divergência na distribuição das cargas, indicando valores maiores de atrito lateral unitário abaixo de cerca de 10m de profundidade para q_s até 3,5mm, compensados por uma redução na carga transferida à ponta. Tal constatação é condizente com o perfil de sondagem, descrito acima. As soluções obtidas utilizando q_s entre 5,5mm e 7,5mm se distanciaram no formato da curva de força axial em profundidade, indicando solo homogêneo em toda a altura da estaca, o que é inconsistente com o perfil de sondagem, sem sentido físico. Confirma-se também a variabilidade dos resultados do CAPWAP, conforme apresentado por Fellenius (1988) e Edde (1991).

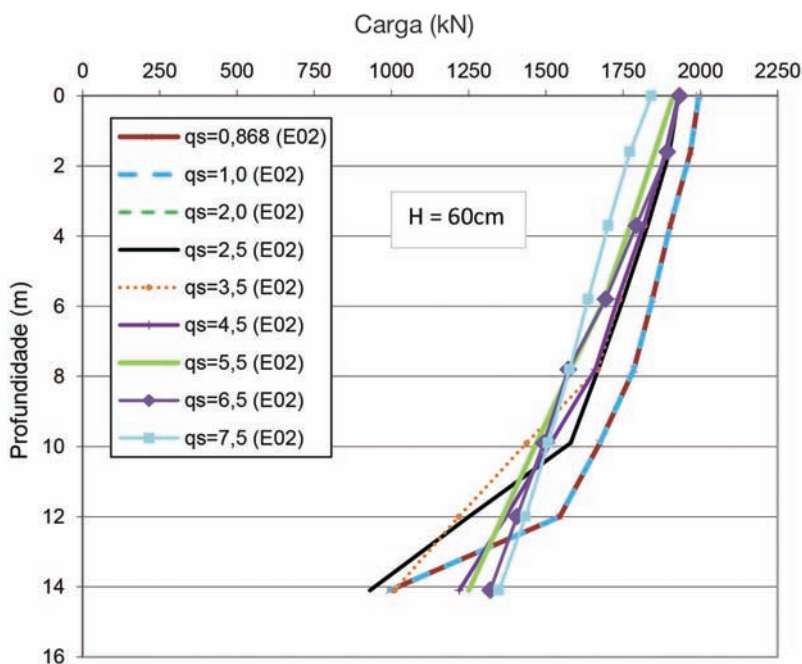


Fig. 7 – Força axial em profundidade para diversos valores de quake do fuste (Estaca E02 – Osasco).

Reportando-se novamente à Figura 5 e ao Quadro 2, conclui-se que as diferentes análises CAPWAP apresentaram capacidades de carga (RMX) e valores de J_c (fator de amortecimento do Case) muito próximas. Isso significa que a curva RMX-DMX (máxima resistência estática-máximo deslocamento dinâmico) do Método Case deve ser parecida para essas diferentes análises CAPWAP, independentemente do operador.

3.3 – Análise para altura de queda H crescente

Todos os golpes aplicados no ensaio dinâmico foram submetidos à análise CAPWAP, utilizando como referência os parâmetros obtidos pela análise do golpe com altura de queda H de 60cm, ponto onde se verificou a ruptura do sistema solo-estaca. Foram adotadas as seguintes hipóteses para a realização da análise dos demais golpes:

- o *quake* do fuste foi o mesmo para todas as análises, exceto nos golpes de menor energia, onde não se mobilizou todo o atrito lateral nos últimos elementos de solo. Neste caso o *quake* diminui proporcionalmente com a carga;
- a resistência dinâmica é proporcional à velocidade do topo da estaca (primeira condição de contorno), que por sua vez é proporcional à energia aplicada, assim como os valores de J_c (fator de amortecimento do Método Case).
- a partir do golpe onde houve esgotamento do atrito lateral total (30cm), todo acréscimo de carga é exclusivamente devido à carga da ponta, que aumenta conforme o modelo elasto-plástico ideal de Cambeftor, até se esgotar (segunda condição de contorno).

A Figura 8 ilustra a evolução das curvas carga-recalque com o golpe aplicado. O limite de Davisson foi atingido para a carga de 1990kN, referente ao golpe com altura de queda de 60cm, analisado pelo CAPWAP, enquanto que na curva RMX-DMX o valor obtido foi de 2035kN. A curva da prova de carga estática foi extrapolada através do Método de Chin (método que melhor se ajustou à curva), tendo-se obtido o valor de 1905kN através do limite de Davisson (1972). A variação da capacidade de carga obtida em relação à prova de carga estática foi de +4,5% para o CAPWAP, enquanto que pela curva RMX-DMX foi de +6,8%. Segundo Rausche *et al.* (1994), os ensaios dinâmicos devem ser sempre comparados com provas de carga estáticas através do limite de Davisson.

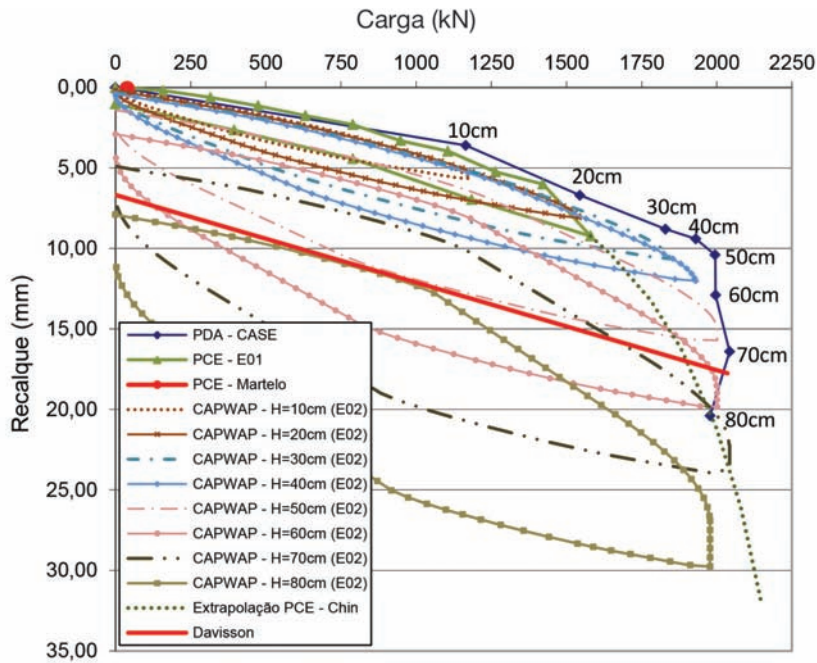


Fig. 8 – Evolução da capacidade de carga como golpe aplicado na estaca E02, comparando com a curva da PCE na estaca E01 – Osasco.

A Figura 9 mostra a variação da força axial em profundidade para cada um dos golpes analisados. Nota-se que a partir do golpe de altura 30cm as curvas são paralelas indicando que houve esgotamento do atrito lateral. A partir deste ponto todo acréscimo de carga é exclusivamente devido ao acréscimo de carga de ponta. No último golpe aplicado (80cm) houve perda do atrito lateral em função da aplicação dos golpes anteriores, indicando menor capacidade de carga em relação ao golpe anterior, mantendo a mesma carga de ponta. A perda do atrito lateral em função da aplicação de sucessivos golpes já foi observado por outros autores como, por exemplo, Edde (1991), Murakami e Cabette (2015).

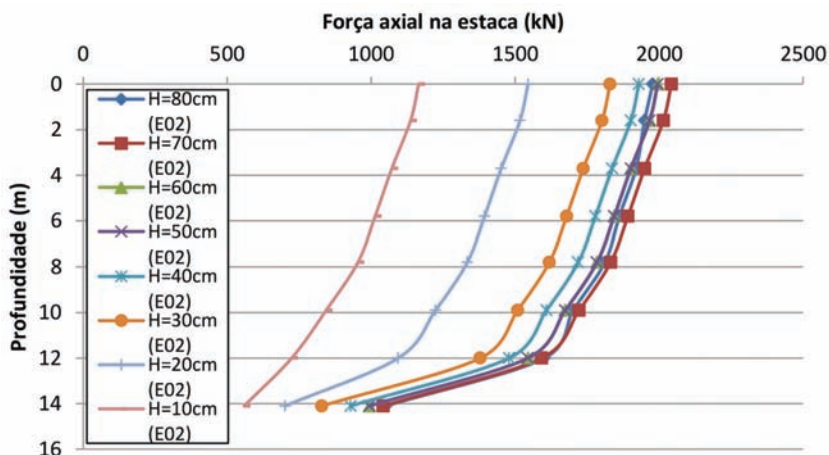


Fig. 9 – Força axial em profundidade (Estaca E02 – Osasco).

A Figura 10 ilustra a evolução do J_c (*Case Damping Factor*) em função da energia aplicada. Nota-se valores menores de J_c para os golpes de menor energia em função de menores resistências dinâmicas mobilizadas. A curva RMX-DMX do Método Case, indicada nas figuras anteriores, foi obtida utilizando os valores de J_c indicados na Figura 10.

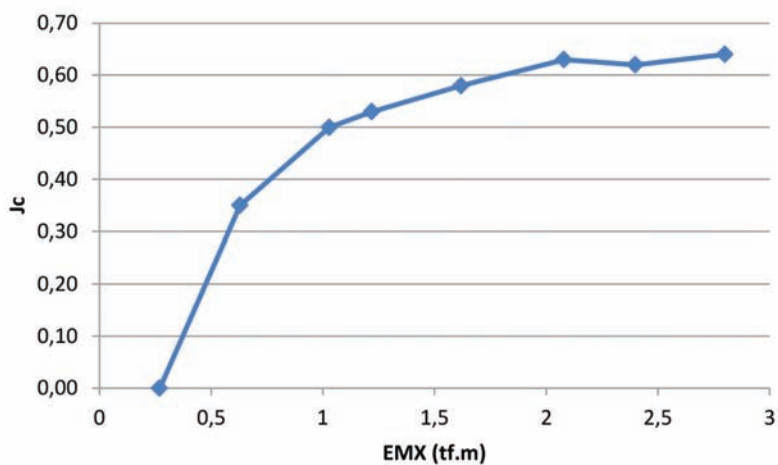


Fig. 10 – Evolução do J_c com o golpe aplicado (Estaca E02 – Osasco).

O Quadro 3 indica os resultados obtidos para os golpes analisados com energia crescente. Nota-se que o valor do atrito lateral permaneceu constante a partir do golpe de altura de queda de 30cm, indicando o esgotamento do atrito lateral. No golpe de altura de queda de 80cm ocorreu a redução do valor do atrito lateral, como foi mencionado anteriormente.

Quadro 3 – Resultados obtidos no ECD com energia crescente (Estaca E02 – Osasco).

H (cm)	RMX (kN)	MQ _{wu}	MQ _R	Jc	Atrito (kN)	Ponta (kN)	SS (s/m)	ST (s/m)	qs (mm)	qt (mm)
10	1131	1,91	1,91	0,03	602	578	1,237	1,147	0,868	1,112
20	1510	2,04	2,04	0,45	807	735	1,136	1,313	0,868	1,773
30	1804	2,48	2,48	0,54	1001	845	1,212	0,621	0,868	2,700
40	1914	2,37	2,37	0,56	1001	929	0,720	0,579	0,868	3,432
50	1971	1,82	1,82	0,61	1001	1000	0,710	0,499	0,868	4,693
60	1996	1,34	1,34	0,76	1001	1000	0,560	0,555	0,868	6,283
70	2065	1,89	1,89	0,60	1001	1042	0,555	0,462	0,868	7,427
80	1983	1,64	1,64	0,64	926	1052	0,640	0,559	0,868	8,872

Enquanto a Figura 11 mostra a variação do atrito lateral para cada camada de solo (Primeira Relação de Cambefort), a Figura 12 ilustra o comportamento da ponta da estaca (Segunda Relação de Cambefort). Percebe-se que os resultados obtidos nas análises CAPWAP para cada golpe são idênticos ao modelo elasto-plástico ideal para o atrito lateral e, para a ponta, são próximos, apresentando boa definição do parâmetro “R” da Segunda Relação de Cambefort.

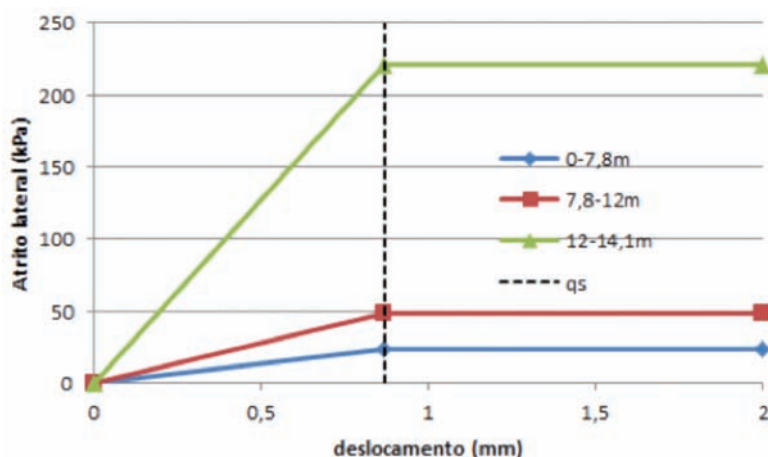


Fig. 11 – Variação do atrito lateral – Primeira Relação de Cambefort – Procedimento Proposto (Estaca E02 – Osasco).

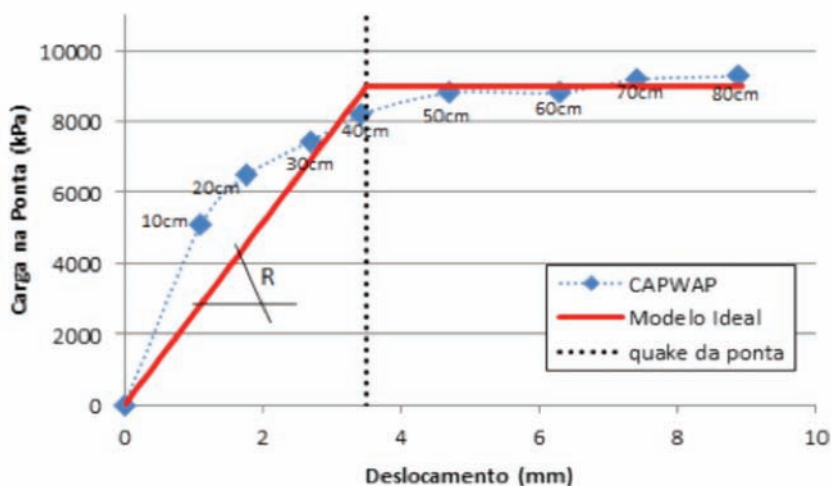


Fig. 12 – Comportamento da ponta da estaca – Segunda Relação de Cambefort – Procedimento Proposto (Estaca E02 – Osasco).

Os resultados do CAPWAP apresentados somente foram possíveis graças a uma boa qualidade dos sinais de força e velocidade coletados. A aplicação de golpes excêntricos faz com que o sinal de força $\times$ tempo coletado apresente diferenças entre os dois transdutores de deformação. Consequentemente podem ocorrer diferenças no formato da curva *wave up* em golpes consecutivos, apresentando uma “falsa” aparência de que a distribuição do atrito lateral mudou nos diferentes golpes aplicados.

Nos primeiros golpes de menor energia a curva *wave up* apresenta uma “falsa” aparência de que há um aumento do atrito lateral nos primeiros metros. Analisando de forma isolada cada um desses golpes de menor energia chega-se a esse equívoco, uma vez que tradicionalmente as análises CAPWAP são feitas da “esquerda para a direita” na curva *wave up* para definição da distribuição do atrito lateral, ou seja, é feito o aumento ou redução do atrito lateral de cada elemento de solo comparando a curva *wave up* medida da curva calculada. Se há aumento na curva *wave up* nos golpes de menor energia, o procedimento tradicional induziria a aumentar a curva *wave up* com aumento de atrito lateral. Entretanto ao analisar todos os golpes de forma global, adotando as hipóteses listadas anteriormente (item 3.3), conclui-se que o aumento da força na curva *wave up* nos primeiros instantes é devido ao efeito de *damping*, ou seja, trata-se do aumento de SS (*damping do fuste de Smith*) e ST (*damping da ponta de Smith*), não se trata de um efeito exclusivo de RS (*shaft resistance*, atrito lateral). Outro argumento de que esse efeito é devido ao aumento de SS e ST é que se supusesse um aumento de RS desses golpes de menor energia e fosse feita a soma dos máximos valores de atrito lateral para cada golpe e da carga máxima de ponta, o resultado obtido excederia o valor dado pela prova de carga estática, piorando a correlação. Além disso a proporcionalidade entre resistência dinâmica e velocidade do topo da estaca se manteve em todos os golpes, garantindo a hipótese de Smith (1960). As Figuras 13 e 14 comprovam o aumento de SS e ST nos golpes de menor energia.

Outra explicação para comprovação do aumento de SS e ST nos golpes de menor energia é através do modelo de Cambefort (1964). Segundo este modelo, para uma menor carga estática aplicada no topo da estaca espera-se que o atrito lateral não se esgote. De forma análoga, no ECD quando aplicamos menor energia no topo da estaca espera-se que o atrito lateral não se esgote, entretanto ao fazermos isso na análise CAPWAP a curva *wave up* diminui, piorando o MQ_{WU} . Para obter o *best match* mantendo a hipótese de Cambefort é necessário aumentar os valores de SS e ST.

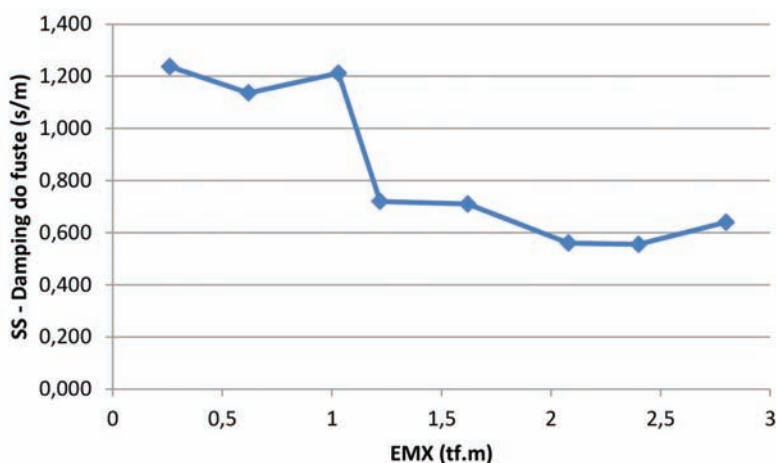


Fig. 13 – Efeito de SS (damping do fuste) com a energia aplicada (Estaca E02 – Osasco).

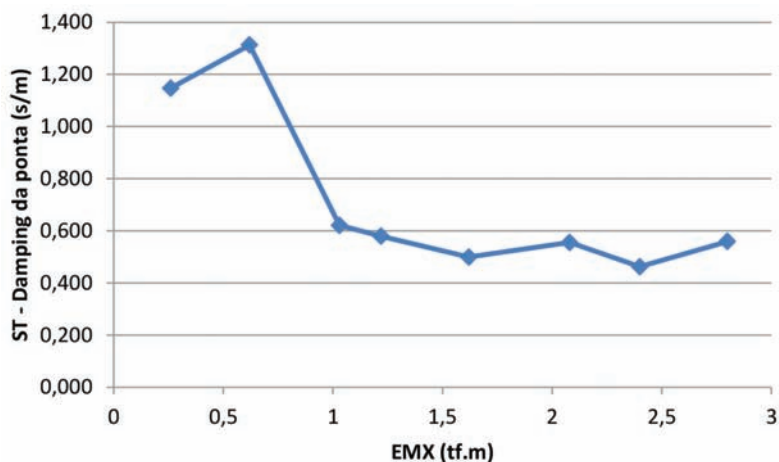


Fig. 14 – Efeito de ST (damping da ponta) com a energia aplicada (Estaca E02 – Osasco).

Nota-se nas Figuras 13 e 14 que os valores de SS e ST são maiores nos primeiros golpes aplicados de menor energia justamente para atender o modelo de Cambefort em relação à mobilização do atrito lateral (não se mobiliza plenamente o atrito lateral nos golpes de menor energia aplicada) e para atender a proporcionalidade entre a resistência dinâmica e velocidade máxima do topo em todos os golpes (hipótese de Smith), conforme comentado anteriormente.

As figuras seguintes permitem comparar o procedimento proposto (referido como DK) com o procedimento tradicional baseado exclusivamente na redução do valor de *match quality* da curva *wave up* (MQ_{WU}). Nota-se na Figura 15 que o procedimento proposto (DK) apresentou redução dos valores de MQ_{WU} . A notação (DK) para o procedimento proposto é a mesma do trabalho original de Murakami (2015).

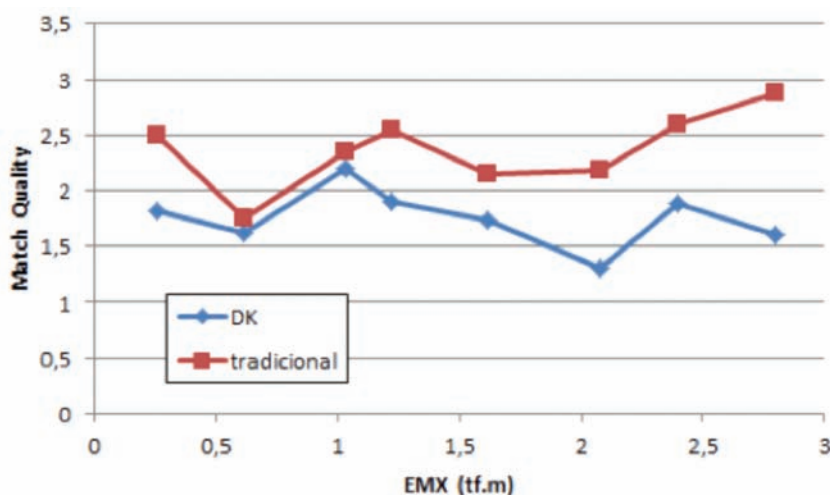


Fig. 15 – Redução dos valores de *Match Quality* (Estaca E02 – Osasco).

Nota-se, na Figura 16, que com o procedimento tradicional os golpes com alturas de queda de 70cm e 80cm indicaram menores resistências de ponta e maiores *quakes* de ponta quando comparados com o golpe de altura de queda de 60cm. A explicação destes resultados é a variabilidade dos resultados do CAPWAP, citada por Fellenius (1988). O autor demonstrou que para o mesmo golpe analisado é possível obter resultados próximos de capacidade de carga, porém com dados de entrada diferentes. A análise da Figura 3 indica claramente que houve ruptura do sistema solo-estaca a partir do golpe de altura de queda 60cm. A partir deste golpe não há acréscimo significativo de carga mobilizada. Na Figura 16, o procedimento tradicional possibilitou obter menor resistência de ponta nos golpes de alturas de 70cm e 80cm em relação ao golpe de altura de 60cm (inconsistente com o modelo de Cambeftor), pois houve o aumento do atrito lateral nesses golpes, mantendo a carga total mobilizada (soma do atrito lateral e carga de ponta) e realizando o devido ajuste de *damping* e outras variáveis envolvidas.

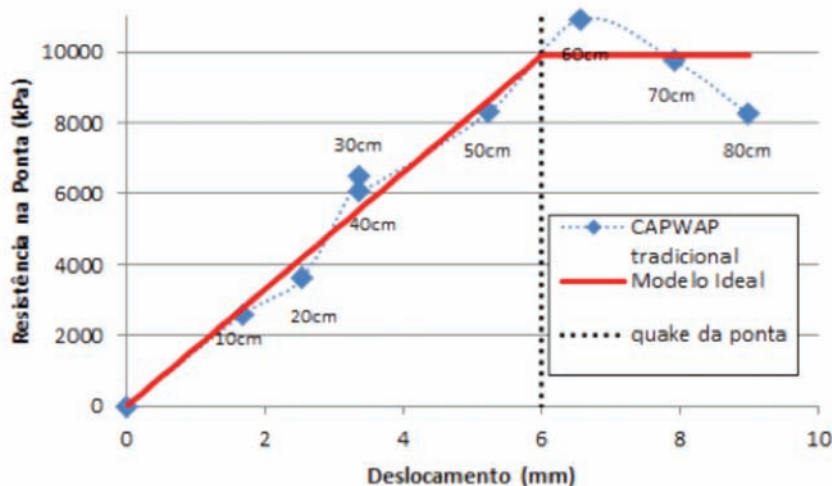


Fig. 16 – Comportamento da ponta da estaca - Segunda Relação de Cambeftor - procedimento tradicional (Estaca E02 – Osasco).

Foi possível também obter uma análise com menor altura de queda ($H=30\text{cm}$) e maior resistência de ponta em relação ao golpe com $H=40\text{cm}$, indicando que no procedimento tradicional não se manteve constante o parâmetro R da Segunda Relação de Cambefort. Isso demonstra que, apesar de resolver a teoria da equação da onda através da avaliação do *match quality* da curva *wave up*, o procedimento tradicional não apresentou “significado físico” por não apresentar consistência com o modelo de Cambefort. Além disso os valores de *quake* do fuste e a distribuição do atrito lateral foram diferentes para cada golpe analisado com altura de queda crescente.

O procedimento proposto (DK) também apresentou melhor coeficiente de determinação R^2 (0,7984), conforme indicado na Figura 17, na relação entre resistência dinâmica total (atrito lateral médio e resistência de ponta) e velocidade máxima do topo em relação ao procedimento tradicional, em que se obteve coeficiente de determinação R^2 de 0,7528 (Figura 18).

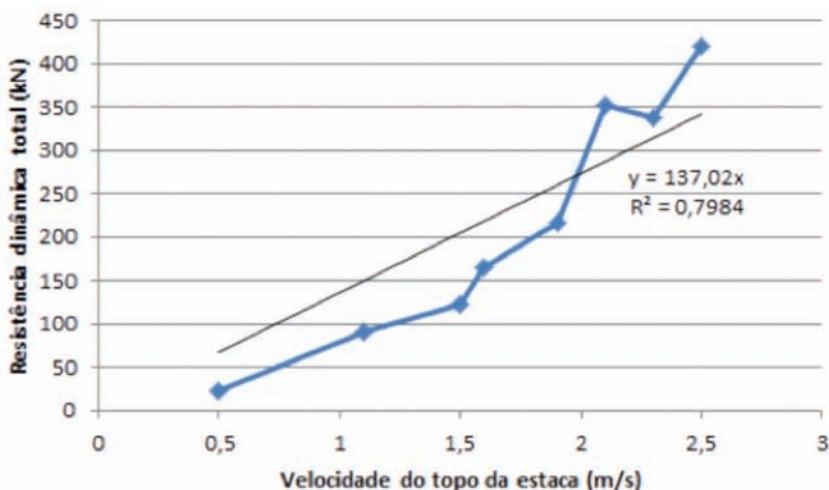


Fig. 17 – Relação entre resistência dinâmica e a velocidade do topo da estaca – procedimento proposto (Estaca E02 – Osasco).

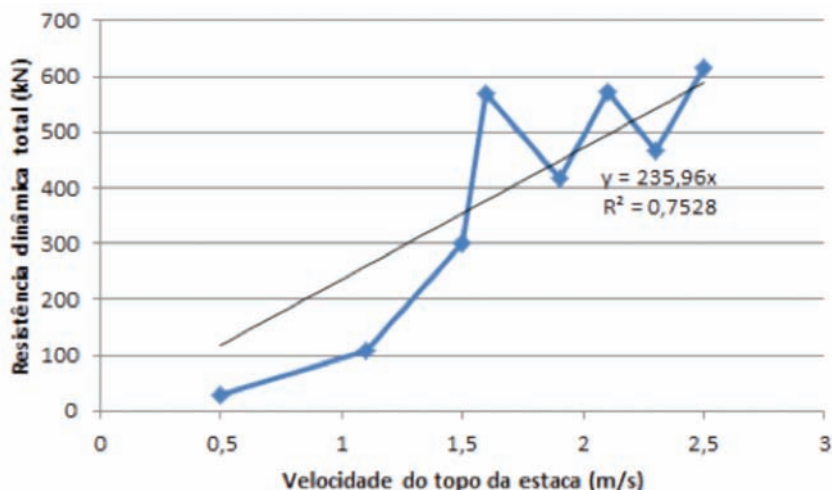


Fig. 18 – Proporcionalidade entre a resistência dinâmica total e a velocidade máxima do topo – procedimento tradicional (Estaca E02 – Osasco).

No ensaio de carregamento dinâmico tradicional o operador de CAPWAP pode direcionar a solução para os valores esperados, sendo fundamental nas primeiras 50 a 100 tentativas o ajuste manual dos parâmetros envolvidos na análise, ou até que se obtenha uma redução significativa de MQ_{WU} , com valores entre 3,5 e 7,0. Esta faixa de valores apresentados para o número de tentativas e de MQ_{WU} é orientativo, podendo ser maior ou menor dependendo da dificuldade de análise do sinal coletado. Pode ser feita a melhoria de *match quality* da curva *wave up* (MQ_{WU}) através de procedimentos automáticos. Estes procedimentos são realizados através da variação dos dados de entrada (distribuição do atrito lateral, carga de ponta, *quakes*, *dampings*, entre outros).

No procedimento proposto (DK), a melhoria de MQ_{WU} através de procedimentos automáticos deve ser realizada com cautela. Não deve ser utilizada a opção automática “AC” do CAPWAP, onde todas as variáveis envolvidas na análise são ajustadas (inclusive a distribuição do atrito lateral). A opção automática “AQ” do CAPWAP, de ajuste dos parâmetros do solo selecionados, deve ser realizada com cautela, restringindo os limites de cada variável de forma manual (e não através da “larga faixa de valores sugeridos pelo *software*”), direcionando a solução de forma a obter o melhor *match quality* de recalques MQ_R , assim como atender às duas condições de contorno apresentadas anteriormente (item 3.3).

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Durante décadas o ensaio de carregamento dinâmico (ECD) tem sido utilizado para verificação de desempenho das fundações, apresentando inúmeras vantagens em relação à prova de carga estática (PCE), conforme relatado por Rausche *et al.* (1994).

Este trabalho apresentou uma aplicação do procedimento proposto por Murakami (2015) visando obter resultados de análises CAPWAP ainda melhores, tentando desta forma minimizar a sua variabilidade, conforme apresentado por Fellenius (1988) e Edde (1991).

O procedimento consiste na determinação do *quake* do fuste da estaca através da comparação com resultado de prova de carga estática. Como alternativa à prova de carga convencional pode ser realizado um carregamento estático utilizando o peso próprio do bate-estaca (CEPM), reduzindo tempo e custo de execução, apresentando a vantagem de não sofrer influência tanto da redução dos valores de *quake* em função do tempo (Likins *et al.*, 1996) quanto do fenômeno de *set up*. Apesar de ser um carregamento estático onde se obtém um único ponto, o procedimento mostrou ser suficiente para a definição do trecho inicial da curva carga-recalque do topo. Este trecho inicial da curva é fortemente influenciado pelo *quake* do fuste da estaca (q_s), conforme previsto pelo modelo de Smith e pela Primeira Relação de Cambefort. Os valores de q_s sugeridos pelo manual do CAPWAP (2006) variam entre 1,0mm e 7,5mm.

Este trabalho utilizou a nova forma de medir a “qualidade” das análises CAPWAP através do conceito de “*match quality* de recalques” (MQ_R), semelhante ao *match quality* do *wave up* do CAPWAP (Murakami, 2015). Este novo conceito permite medir o “erro” do recalque apresentado pela simulação de prova de carga estática do CAPWAP com o resultado da prova de carga estática. Quanto menor for o valor de MQ_R melhor é a solução do CAPWAP no sentido físico (relação carga-recalque).

Verificou-se num caso real de obra que a análise com menor MQ_R apresentou também menor *match quality* da curva *wave up* (MQ_{WU}), indicando que a solução obtida é a melhor no sentido matemático (MQ_{WU}) assim como no sentido físico (MQ_R). O valor de q_s que conduziu aos menores valores de *match quality* foi 0,868mm. Foi utilizado este mesmo valor de q_s em todos os golpes aplicados com energia crescente. Usando o critério de Davisson, constatou-se que a variação da capacidade de carga obtida em relação à prova de carga estática foi de +4,5% para o CAPWAP, enquanto que pela curva RMX-DMX foi de +6,8%.

A realização de um carregamento estático com o peso próprio do martelo (CEPM) após a realização do ensaio dinâmico costuma apresentar um recalque “ligeiramente” maior do que se o mesmo fosse realizado antes do ensaio dinâmico, indicando uma possível influência de tensões residuais (Murakami, 2015). A utilização de *quake* do fuste menor que o valor utilizado (0,868mm) aproximaria a curva do CAPWAP do ponto medido do peso do martelo, porém o *match quality* da curva *wave up* pioraria. Isso significa que o provável valor do *quake* é o valor utilizado (0,868mm).

No presente estudo verificou-se que nos ensaios dinâmicos com energia crescente há um ponto da curva RMX-DMX onde ocorre o esgotamento do atrito lateral. A partir deste ponto o acréscimo de carga é devido ao acréscimo de resistência de ponta. Nesse contexto, constatou-se também que tanto o fuste quanto a ponta apresentaram comportamentos consistentes com a Primeira e a Segunda Relação de Cambefort, respectivamente.

Os valores de *match quality* da curva *wave up* foram satisfatórios para todos os golpes analisados, variando entre 1,34 e 2,48, indicando que as hipóteses adotadas e os dados de entrada, como distribuição do atrito lateral, resistência de ponta, valores de *quake* e *damping*, estão provavelmente próximos da realidade.

O operador de CAPWAP deve direcionar a solução para os valores esperados, sendo fundamental nas primeiras 50 a 100 tentativas o ajuste manual dos parâmetros envolvidos na análise, ou até que se obtenha uma redução significativa de MQ_{wu} , com valores entre 3,5 e 7,0. A melhoria de *match quality* através de procedimentos automáticos nos parâmetros do solo (opção “AQ”) deve ser realizada com cautela, restringindo os limites de cada variável de forma manual (e não através da “larga faixa de valores sugeridos pelo *software*”), direcionando a solução de forma a obter o melhor *match quality* de recalques, assim como atender às duas condições de contorno apresentadas, quais sejam: (1) resistência dinâmica proporcional à velocidade do topo da estaca e (2) a carga da ponta variando conforme o modelo elasto-plástico ideal da Segunda Relação de Cambefort.

5 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Benaton Fundações e à empresa responsável pela execução da obra por disponibilizar os ensaios de carregamento dinâmicos e prova de carga estática, assim como as informações necessárias para elaboração deste trabalho. Agradecem também à EPUSP, pelo apoio dado à presente pesquisa.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT NBR 6122 (2010). *Projeto e execução de fundações*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 12131 (2006). *Estacas Prova de carga estática – Método de ensaio*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- Authier, J.; Fellenius, B.H. (1980). *Quake values determined from dynamic measurements*. Proceedings 1st International Conference on the Application of Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm. A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 197-216.
- Cambefort, H. (1964). *Essai sur le comportement en terrain homogène des pieux isolés et des groupes de pieux*. Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, Annales. n. 204, pp. 1478-1517.

- Chin, F.K. (1970). *Estimation of the failure load of piles not carried to failure*. Proc. 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering, pp. 81-90.
- Davisson, M.T. (1972) *High-Capacity Piles*. Proceedings of Lecture Series on Innovations in Foundation Construction, Chicago, IL, 81-112.
- Edde, R.D. (1991). *Case Pile Wave Equation Analysis – CAPWAPC. Evaluation of driven piles*. MSc thesis, University of Ottawa, Canada.
- Fellenius, B.H. (1988). *Variation of CAPWAP results as a function of the operator*. Proc. 3rd Int. Conf. on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, Ottawa, pp. 814-825.
- Likins, G.E. (1983). *Pile Installation Difficulties in Soils with Large Quakes*. Dynamic Measurement of Piles and Piers, ASCE Spring Convention. Philadelphia, PA.
- Likins, G.E.; Rausche, F.; Thendean, G.; Svinkin, M. (1996). *CAPWAP Correlation Studies*. Proceedings of the 5th International Conference on the Application of Stress-wave Theory to Piles, Orlando, Florida, pp. 447-464.
- Massad, F. (1995). *The analysis of piles considering soil stiffness and residual stresses*. Proc. 10th Panamerican Conf. Soil Mech. and Foundation Eng., Guadalajara, México, v. II:1199-1210.
- Murakami, D.K.; Cabette, J.F. (2014). *Dificuldade de cravação em solos com quake elevados*. Seminário apresentado em “Workshop - Ensaios de Carregamento Dinâmico e Monitoração de Cravação de Estacas (Pile Driving Analyzer e CAPWAP)”, São Paulo.
- Murakami, D.K.; Cabette, J.F. (2015). *Perda do atrito lateral com a aplicação de sucessivos golpes no ensaio dinâmico*. VIII Seminário de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo.
- Murakami, D.K. (2015). *Novo procedimento para a realização de análise CAPWAP no ensaio de carregamento dinâmico em estacas pré-moldadas*. Dissertação de Mestrado, EPUSP, São Paulo.
- Pile Dynamics, Inc. (2006). *CAPWAP manual*. Cleveland, Ohio.
- Rausche, F.; Hussein, M.; Likins, G.; Thendean, G. (1994). *Static Pile Load-Movement from Dynamic Measurements*. Proceedings of Settlement ‘94 - Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments. College Station, TX, pp. 291-302.
- Smith, E.A.L. (1960). *Pile driving analysis by the wave equation*. J. Soil Mech. Found. Div., ASCE 86(SM4), pp. 35-61.

AVALIAÇÃO DA DURABILIDADE DE GEOSSINTÉTICOS ATRAVÉS DE EQUIPAMENTO DE DEGRADAÇÃO EM LABORATÓRIO

Evaluation of geosynthetics durability by laboratory degradation procedures

Paulo Cesar de Almeida Maia*

Raquel Ofrante Salles**

Gustavo de Castro Xavier***

RESUMO – Este trabalho visa a apresentação dos resultados de ensaios em equipamento de degradação de grandes dimensões desenvolvido na Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro (UENF). Faz-se uma revisão sobre os diferentes tipos de equipamentos utilizados para estudo da degradação de materiais geotécnicos. Apresentam-se considerações sobre os critérios para definição do tipo de ensaio de degradação em função do tipo de material a ser estudado. Mostra-se uma descrição detalhada do equipamento desenvolvido. São apresentados resultados de um programa experimental de verificação do funcionamento do equipamento para um material geossintético. Os resultados mostram que o equipamento é satisfatório para o estudo da durabilidade de materiais geotécnicos, especialmente para amostras de grande volume.

SYNOPSIS – This work presents the results of tests in a large scale degradation equipment developed at the *Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro* (UENF). A review is provided of different types of equipment utilized for degradation studies of geotechnical materials. Criteria are considered for definition of the type of degradation test as a function of the material type. A detailed description is made of the developed equipment. Results of an experimental program for verification the equipment functionality for study of geosynthetic material are presented. The results show that the equipment is satisfactory for durability study of geotechnical materials, especially for samples of large volume.

PALAVRAS CHAVE – Geotêxtil, degradação, equipamento de grandes dimensões.

1 – INTRODUÇÃO

O estudo da degradação de materiais geotécnicos é empregado na obtenção de informações sobre o comportamento a longo prazo devido aos efeitos da degradação. Estes estudos são empregados em função do tipo de material. Considerando as características de durabilidade e a composição, pode-se classificar os materiais de construção em 5 grandes grupos (Quadro 1). Vários destes materiais são empregados frequentemente em obras geotécnicas.

* Professor Associado, Laboratório de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, E-mail: maia@uenf.br

** Doutorado em Engenharia Civil, COPPE-UFRJ, E-mail: raquel_ofrante@drm.rj.gov.br

*** Professor Associado, Laboratório de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, E-mail: gxavier@uenf.br

Quadro 1 – Classificação dos materiais mais utilizados na construção civil segundo as características de durabilidade.

Materiais de Construção	
Metálicos	Metais
Não-metálicos	Materiais Cerâmicos
	Materiais Rochosos
	Vidro
Poliméricos	Geossintéticos
	Tintas
	Vernizes
Compósitos	Aglomerantes Naturais
	Argamassas
	Cimento-Amianto
	Materiais Betuminosos
Fibras Naturais	Madeira

Os mecanismos de degradação dependem do tipo de material e do meio ambiente de exposição. Para os materiais geotécnicos, os mecanismos de natureza física e química são os mais observados (Maia, 2001). A degradação física pode ser caracterizada pela fragmentação dos materiais em virtude de agentes mecânicos, sem que ocorra variação química. A degradação química provoca modificações na composição química do material. Esta degradação ocorre, preferencialmente, em meios úmidos.

Apesar dos agentes de degradação atuarem de forma distinta, no meio natural é freqüente a sobreposição dos efeitos e a interação entre os mecanismos físicos e químicos. Assim, espera-se que um mecanismo de degradação esteja associado a outro, acelerando a degradação do material. Os principais mecanismos de degradação de natureza física e química em materiais geotécnicos são: abrasão, desagregação por crescimento de cristais, expansão devido a efeitos térmicos, fraturamento por alívio de tensões, hidrólise e oxidação.

O procedimento a ser empregado para avaliar a durabilidade de materiais geotécnicos depende do objetivo da pesquisa e do tipo de material que será estudado. A Figura 1 apresenta uma classificação dos principais tipos de ensaios utilizados para avaliar a degradação de materiais geotécnicos (Salles, 2006).

O principal objetivo dos ensaios de degradação é submeter o material à exposição no campo e/ou no laboratório, para posterior determinação da variação das propriedades de interesse, seja física, química e/ou mecânica.

Nos procedimentos diretos o material é exposto diretamente a diferentes mecanismos de degradação, buscando simular as condições do meio ambiente exógeno. Os procedimentos indiretos não submetem o material diretamente à degradação. Neste caso, a avaliação da degradação é feita através de resultados de ensaios que refletem indiretamente a resistência do material à degradação.

Para a utilização de procedimentos diretos para o estudo da durabilidade faz-se necessário a utilização de metodologias específicas para cada caso de estudo. Diferentes metodologias para

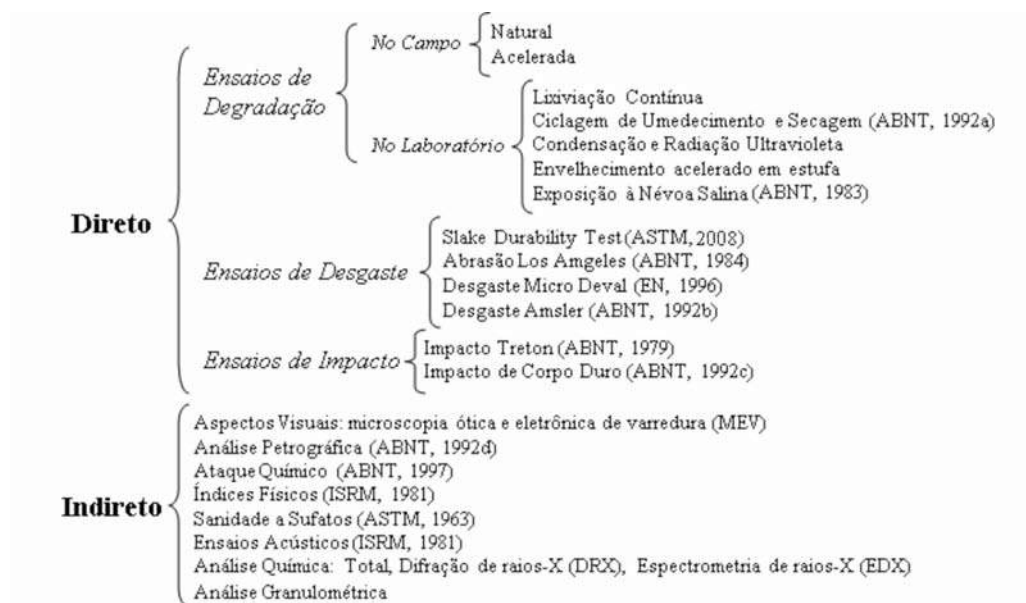


Fig. 1 – Classificação dos ensaios para avaliação da degradação (Salles, 2006).

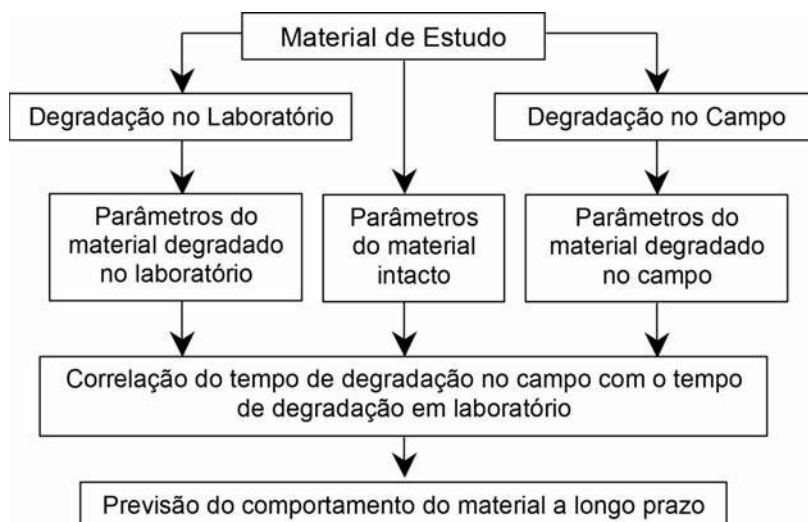


Fig. 2 – Metodologia generalizada para avaliação da durabilidade.

avaliação da durabilidade são propostas pela literatura (Minette, 1982; Frazão, 1993; Maia, 2001; Pinheiro e Maia, 2004; Salles e Maia, 2004; Cunha Pinto, 2006). No entanto, uma metodologia generalizada pode ser representada pelo organograma mostrado na Figura 2.

Na obtenção do material de estudo para avaliação da durabilidade pode-se considerar duas classes de materiais: uma, relativa a obras recentes ou em andamento e outra, relativa a obras antigas (Maia *et al.*, 2002).

No primeiro caso, existe a disponibilidade do material intacto, mas não do material degradado naturalmente. Em tal caso, pode-se produzir amostras com degradação natural, através da exposição do material aos agentes atmosféricos. Todavia, o tempo necessário para produção de amostras representativas da degradação natural pode inviabilizar a análise.

No segundo caso, existe a disponibilidade do material degradado naturalmente, mas, normalmente, não se dispõe do material intacto usado na fase de construção. Assim, deve-se procurar um material intacto semelhante ao utilizado na fase de construção da obra.

Para a previsão do comportamento do material a longo prazo, visando uma estimativa da durabilidade, faz-se necessária uma extrapolação de resultados experimentais, obtidos a partir de ensaios em amostras com degradação induzida de forma acelerada no laboratório. No entanto, as condições de degradação no laboratório não são idênticas às condições de campo.

Para a previsão da durabilidade de materiais geotécnicos sujeitos à degradação natural, deve-se, inicialmente, simular esta degradação no laboratório. Tal simulação deve ser acelerada permitindo o estudo em tempo viável. Deve, também, simular os mesmos mecanismos de degradação que o material sofre no campo. Na previsão, determina-se o tempo de degradação acelerada, no qual a amostra degradada no laboratório tem o mesmo comportamento da amostra degradada naturalmente no campo.

Assim, conhecida a relação entre o tempo de degradação no laboratório e o tempo de degradação natural, pode-se prever, por extrapolação ou interpolação, o tempo necessário de degradação no laboratório para um tempo de degradação natural desejado. Vale lembrar que, o comportamento do material pode ser definido por vários parâmetros, obtidos a partir de diferentes ensaios (Minette, 1982; Maia, 2001).

Neste sentido, o objetivo deste trabalho é a apresentação de um equipamento de degradação de grandes dimensões capaz de submeter amostras de grandes volumes a diferentes processos e mecanismos de degradação.

2 – PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

O objetivo principal do uso de procedimentos de degradação em laboratório é a aceleração dos mecanismos de degradação que o material poderá sofrer durante a sua vida útil. A literatura apresenta vários procedimentos de degradação como por exemplo: lixiviação contínua, ciclagem de umidade, condensação e radiação ultravioleta, aquecimento e névoa salina (Salles, 2006). Esses procedimentos de laboratório simulam as condições de degradação no campo através da mobilização simultânea de um ou dois mecanismos de degradação. Na maior parte deles, associa-se a variação de umidade com outro mecanismo (lixiviação, variação de temperatura, ultravioleta, teor de sais e outros). Assim, nenhum dos procedimentos de laboratório possibilita expor os corpos de prova a todos os mecanismos de degradação. No entanto, alguns destes procedimentos podem ser representativos das condições de degradação no campo, desde que o procedimento do ensaio seja o preponderante de campo. Destaca-se que um dos ensaios mais representativo das condições de degradação natural em estudos geotécnicos é, provavelmente, o ensaio de lixiviação contínua (Maia, 2001; Cunha Pinto, 2006).

A literatura apresenta alguns ensaios de laboratório destinados ao estudo da degradação de materiais.

2.1 – Exposição à lixiviação contínua

O ensaio de lixiviação contínua simula a condição de alteração provocada pelo processo de carreamento dos elementos constituintes dos materiais. O equipamento mais utilizado para ensaios de lixiviação contínua é o extrator Soxhlet. O equipamento Soxhlet permite submeter amostras de

pequenos volumes a períodos controlados de variação de temperatura, de precipitação e de flutuação do nível da solução de lixiviação. Um equipamento de grandes dimensões, capaz de acomodar amostras até 600N é descrito por Maia (2001). Além do equipamento Soxhlet, existe o equipamento intemperizador (Hypolito e Valarelli, 1972), que consiste essencialmente em dois conjuntos: o primeiro conjunto é responsável pela preparação de fluido que irá percolar a amostra, e o segundo conjunto é responsável pela interação fluido-amostra.

2.2 – Exposição à ciclagem de umedecimento e secagem

O ensaio de ciclagem de umedecimento e secagem simula a condição de degradação provocada pelas variações sazonais de umidade e temperatura no campo. Os resultados indicados na literatura mostram que o ensaio pode ser representativo das condições de degradação no campo (Minette, 1982). O ensaio de ciclagem mais comum é o de umedecimento em água natural, ou destilada, seguido de secagem ao ar, ou em estufa (ABNT, 1992a). O tempo necessário para o umedecimento e para a secagem depende do tipo do material, podendo ser previamente definido através das curvas de variação da umidade com o tempo, obtidas a partir de ensaios de absorção e de secagem (Frazão, 1993). As curvas referidas possibilitam a definição dos tempos mínimos de umedecimento e de secagem que melhor representem os estados saturado e seco do material. Outras soluções como o etilenoglicol, sulfato de sódio ou magnésio também são utilizadas para saturação da amostra.

2.3 – Exposição à condensação e radiação ultravioleta

O ensaio de condensação e radiação ultravioleta simula a condição de alteração provocada pela exposição do material a raios solares e variações sazonais de umidade. No ensaio, as amostras são submetidas a ciclos de condensação e de exposição à radiação ultravioleta, ambos sob temperatura controlada.

2.4 – Exposição à estufa

No ensaio, as amostras são inseridas em estufa a temperatura e tempo pré-definidos e, posteriormente, faz-se a verificação das alterações no comportamento, através de ensaios de caracterização ou resistência.

2.5 – Exposição à névoa salina

No ensaio de exposição à névoa salina, os corpos de prova devem ser dispostos na câmara de maneira que não haja contato entre eles, permitindo livre acesso da solução a todos os corpos de prova e, ainda, que a solução escorrida de um corpo de prova não goteje sobre os outros. A temperatura deve ser mantida em $35\pm 2^{\circ}\text{C}$, a pressão de ar comprimido entre 70 e 170kPa e a solução de ensaio a 5% de cloreto de sódio (NaCl), com pH entre 6,5 e 7,2 (ABNT, 1983). Dentro da câmara de teste, a solução salina é borrifada usando o princípio de injeção através de um bico pulverizador localizado no topo da câmara. Vale ressaltar que, o bico pulverizador deve ser posicionado de forma que o jato de solução não atinja diretamente os corpos de prova.

3 – EQUIPAMENTO DE DEGRADAÇÃO

De fato, existem diferentes mecanismos de degradação presentes no processo de envelhecimento natural dos materiais. Isto se justifica pela presença de significativo número de fatores que interferem no mecanismo de degradação. Estes fatores podem ser intrínsecos ao material ou extrínsecos. Deste modo, nenhum ensaio que simule unicamente um processo de

degradação deverá simular corretamente os mecanismos de degradação do meio, mesmo que a resposta final seja similar.

Neste sentido, foi implementado um equipamento de degradação de grandes dimensões, com o objetivo de degradar de forma acelerada amostras de material com grandes volumes e considerando diferentes mecanismos de degradação, tornando possível simular de maneira mais representativa as condições de degradação no campo. O equipamento desenvolvido é capaz de submeter amostras de grandes volumes (até 500 litros) a simultâneos mecanismos de degradação.

No equipamento, as amostras são submetidas à variação de temperatura e umidade através de dois processos de lixiviação com água destilada e posterior secagem parcial. São considerados dois níveis de temperatura da água de lixiviação que são escolhidos de acordo com o gradiente de temperatura desejado. É realizado ainda um processo de ventilação para secagem natural do material e um de resfriamento. A Figura 3 apresenta o esquema de funcionamento do equipamento de degradação.

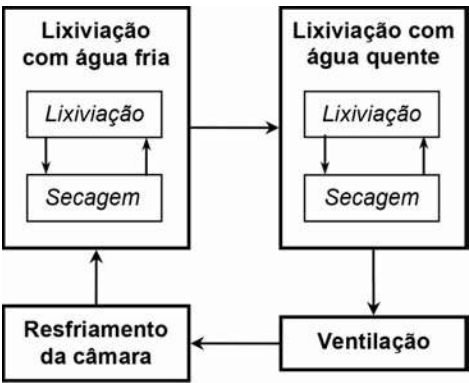


Fig. 3 – Esquema de funcionamento do equipamento de degradação.

O controlador geral do sistema de controle está ligado aos quatro processos de degradação. Estes quatro processos de degradação são executados sequencialmente e ao final do último processo se completa um ciclo de ensaio. O número de ciclos é definido pelo usuário. A Figura 4 mostra uma vista lateral e uma vista frontal do equipamento de degradação.

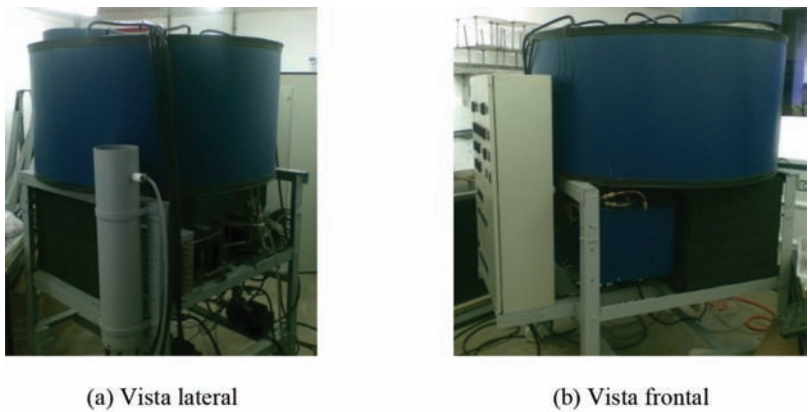


Fig. 4 – Fotos do equipamento de degradação.

A Figura 5 mostra um esquema do equipamento de degradação implementado. O equipamento é constituído, basicamente, por uma câmara de degradação, dois sistemas independentes de lixiviação, um sistema de refrigeração da câmara de degradação e um sistema de controle.

Cada sistema de lixiviação possui um reservatório inferior d'água com temperaturas diferentes e controlados por sistemas de bombeamento independentes.

A lixiviação das amostras é feita por circulação d'água dos reservatórios inferiores para a câmara de degradação através de bombas centrífugas localizadas na parte inferior dos reservatórios d'água, que lançam a água de lixiviação para conjuntos de aspersores, localizados no topo da câmara de degradação.

Existem dois conjuntos de aspersores, um para cada sistema de lixiviação. Os aspersores provocam a lavagem homogênea e contínua sem concentração de jatos d'água nas amostras. O retorno da água para o reservatório é feito por gravidade.

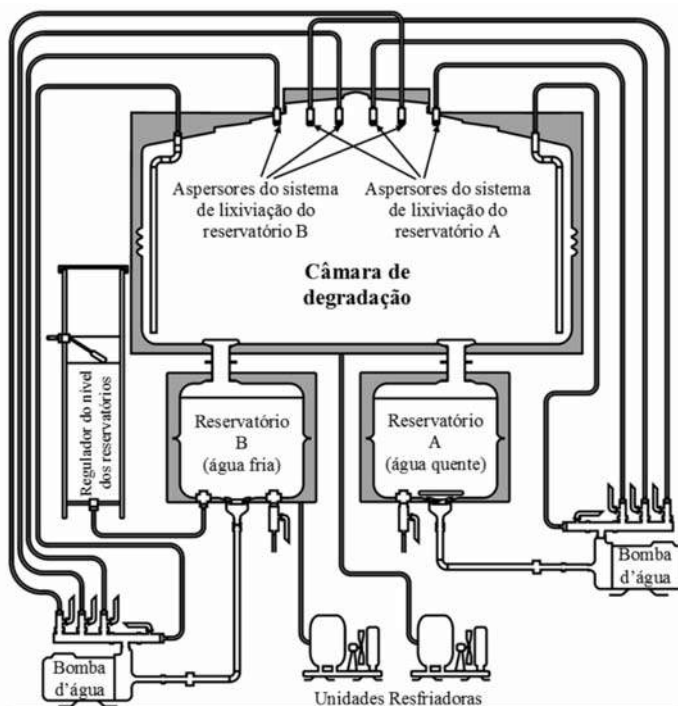


Fig. 5 – Projeto esquemático do equipamento de degradação.

O controle de temperatura dentro dos reservatórios tem o objetivo de provocar gradientes térmicos enquanto as amostras são lixiviadas. Para isto, existem diferentes mecanismos de controle de temperatura:

- (i) Reservatório A: a água é aquecida até a temperatura desejada, com temperatura máxima da ordem de 90°C, através de resistência blindada localizada no interior do reservatório. Esse reservatório é isolado termicamente com refratários cerâmicos;
- (ii) Reservatório B: a água é mantida com temperatura próxima da temperatura ambiente (21°C), através de um sistema de refrigeração. O sistema de refrigeração é constituído por serpentinas posicionadas externamente aos reservatórios. Esse reservatório é isolado termicamente por uma camada de poliuretano.

As temperaturas dos reservatórios A e B são monitoradas por termopares conectados ao sistema de controle. O abastecimento de água no equipamento é feito por um destilador d'água. A água destilada entra no equipamento através de uma boia reguladora de nível, que determina o nível d'água no interior do reservatório B.

O nível d'água máximo dentro da câmara do equipamento ocorre quando após o funcionamento de um dos sistemas de lixiviação, toda a água da câmara de degradação retorna para o respectivo reservatório d'água. O nível d'água mínimo é aquele que não provoca a cavitação dos sistemas de bombeamento. A determinação do nível adequado é feita experimentalmente e sempre buscando o maior volume d'água para cada reservatório.

No topo da câmara de degradação há uma abertura por onde as amostras são inseridas para o ensaio. Os reservatórios A e B foram feitos em aço inoxidável e possuem altura e largura iguais a 30 cm e comprimento igual a 55 cm, correspondendo a um volume igual a 49,5 litros.

Foram colocados três aspersores para lixiviação das amostras, em cada sistema de lixiviação. Para que as amostras fossem lavadas de forma homogênea, os aspersores foram dispostos simetricamente e de forma intercalada. Os aspersores foram conectados ao sistema de bombeamento através de mangueira de silicone de 6,25 cm.

4 – MATERIAL E PROCEDIMENTO DE ENSAIO DE DEGRADAÇÃO

Apresenta-se a seguir alguns resultados e discussões em um programa experimental para verificação da eficiência do equipamento.

O material de estudo foi escolhido em função da necessidade de se avaliar o desempenho do equipamento de degradação de grandes dimensões desenvolvido. Para isto, foram adotados os seguintes critérios para seleção dos materiais de estudo:

- (i) Homogeneidade: procurou-se obter um material cujo nível de heterogeneidade não interferisse nos procedimentos de degradação;
- (ii) Caracterização: o material selecionado deveria possuir suas características já definidas;
- (iii) Degradação: o material deveria ter resultados de ensaios de degradação no laboratório e especialmente no campo;
- (iv) Volume: as amostras deveriam ter dimensões compatíveis com o equipamento implementado.

Baseado nos critérios de seleção, o material utilizado na presente pesquisa foi o geotêxtil tecido, produzido a partir de laminetes de polipropileno. O material utilizado foi produzido especialmente para a pesquisa e se diferencia essencialmente pela quantidade de aditivos anti-oxidantes, sendo o Geotêxtil A com o dobro da quantidade de aditivo do Geotêxtil B.

O material foi objeto de estudo da dissertação de mestrado de Cunha Pinto (2006). Nesta pesquisa, o autor utilizou diferentes procedimentos de degradação no laboratório para a previsão de comportamento a longo prazo. Os procedimentos de degradação no laboratório utilizados por Cunha Pinto (2006) foram: lixiviação contínua, ciclagem por umedecimento e secagem e condensação e exposição à radiação ultravioleta B.

Estes tipos de geotêxteis podem ser utilizados em obras de controle de erosão em margens de lagos e rios, em drenagem subterrânea, em revestimento de reservatórios, em controle de erosão em taludes, na construção de barragens, canais e reservatórios, desempenhando a maior variedade de funções, tais como: separação, filtração, drenagem, proteção, contenção e reforço.

No equipamento de degradação foram degradadas amostras com 50, 100, 200, 400, 800 e 1600 horas de funcionamento do equipamento. No equipamento, cada ciclo de degradação consistiu de um período de 1 hora de lixiviação com água a 21°C, um período de uma hora de lixiviação com

água a 70°C e um período de resfriamento. Cada período de lixiviação consiste de intervalos de lavagem e secagem de 15 minutos cada e de forma intercalada. O resfriamento ocorre em tempo suficiente para baixar a temperatura da câmara de degradação para a temperatura ambiente.

5 – RESULTADOS OBTIDOS

Apresenta-se a seguir os resultados e discussões referentes ao programa experimental para verificação da eficiência do equipamento. As Figuras 6 e 7 apresentam a variação da carga de tração na ruptura vs. tempo de degradação dos Geotêxteis A e B, degradados no campo e no laboratório, respectivamente. Os ensaios foram executados sob um estado de deformação controlada em corpos de prova com 5cm de largura (ASTM D4632-14, 2014).

Nota-se que os procedimentos de degradação no campo e no laboratório influenciam na variação do comportamento da carga de tração dos geotêxteis. Além disto, a magnitude das variações das cargas de tração com o tempo de degradação no campo ou no laboratório são diferentes.

Os valores da carga de tração na ruptura do Geotêxtil A (Figura 6) aumentam para baixos níveis de degradação e reduzem para elevados níveis de degradação no equipamento. Este comportamento foi verificado também no material degradado naturalmente no campo e pelos outros procedimentos de degradação no laboratório. No entanto, ressalta-se que a ciclagem de umedecimento e secagem foi o processo de degradação no laboratório que provocou maiores modificações nos valores da carga de tração em menor tempo de ensaio.

Verifica-se que a tendência de variação da carga de tração na ruptura dos Geotêxteis A e B são similares, em baixos níveis de degradação (Figuras 6 e 7). No entanto, em elevados níveis de degradação, observa-se que apenas a degradação no campo provoca comportamentos similares nos geotêxteis.

Dos resultados apresentados nota-se que a tendência de variação da carga de tração na ruptura do material degradado no campo ou no laboratório mostrou-se similar para os dois geotêxteis estudados. Isto indica que o procedimento de degradação no equipamento simula satisfatoriamente a forma de variação da carga de tração com o tempo de degradação do material.

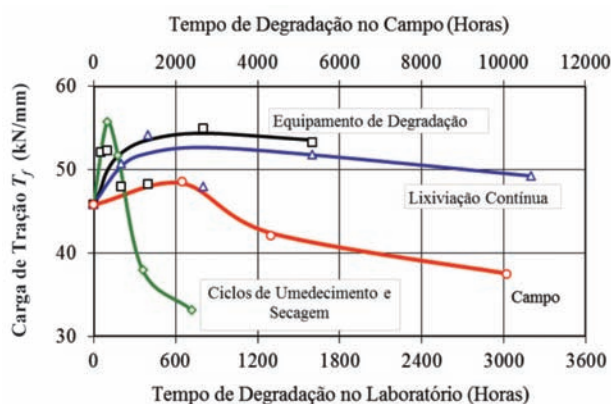


Fig. 6 – Carga de tração na ruptura vs. tempo de degradação no campo e no laboratório do Geotêxtil A.

As Figuras 8 e 9 apresentam as variações da força de puncionamento em diferentes níveis de degradação no campo e no laboratório para os geotêxteis estudados. O ensaio de puncionamento utilizado foi do tipo mini-CBR (ASTM D6241-15, 2015).

Nota-se que os procedimentos de degradação no campo e no laboratório influenciam na variação da carga de puncionamento dos geotêxteis. Além disto, a magnitude das variações da carga de puncionamento com o tempo de degradação no campo ou no laboratório são diferentes. No entanto, nota-se que o comportamento do material degradado por lixiviação contínua e no equipamento desenvolvido mostra variações semelhantes da força de puncionamento com o tempo de degradação, ou seja, redução da força de puncionamento na fase inicial de degradação e posterior aumento com tendência a estabilização da força para maiores tempos de degradação.

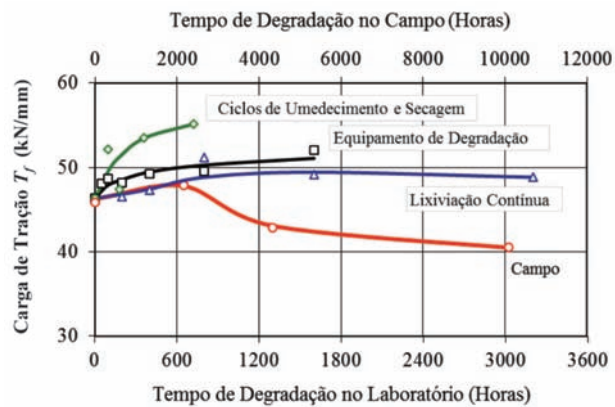


Fig. 7 – Carga de tração na ruptura vs. tempo de degradação no campo e no laboratório do Geotêxtil B.

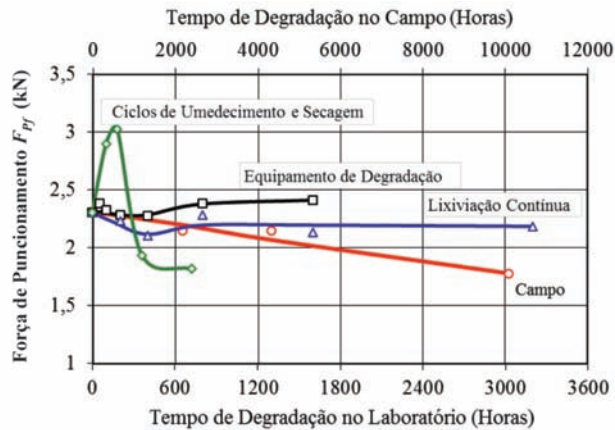


Fig. 8 – Força de puncionamento na ruptura vs. tempo de degradação no campo e no laboratório, Geotêxtil A.

Observa-se também que os valores da força de puncionamento na ruptura dos geotêxteis degradados naturalmente no campo reduzem com o tempo de degradação. Particularmente para o Geotêxtil B, pouca modificação da resistência à tração é notada na fase inicial de degradação.

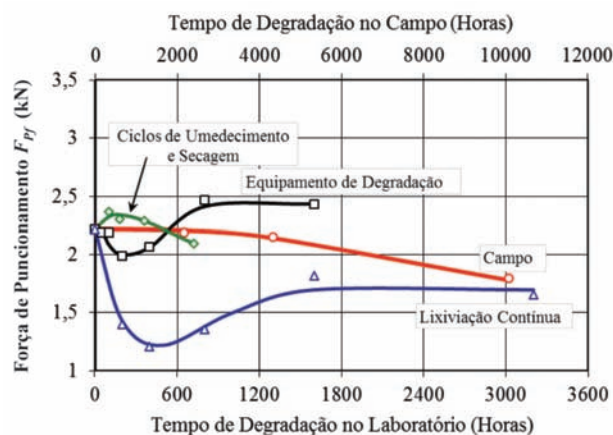


Fig. 9 – Força de puncionamento na ruptura vs. tempo de degradação no campo e no laboratório, Geotêxtil B.

A variação da força de puncionamento com o tempo de degradação nos geotêxteis submetidos a ciclos de umedecimento e secagem não segue a mesma variação observada nos outros procedimentos de degradação. Esse comportamento sugere a pouca representatividade do procedimento de umedecimento e secagem para avaliação da degradação destes materiais.

Os resultados apresentados nas Figuras 8 e 9 sugerem que a degradação natural no campo ainda se encontra na fase de redução da força de puncionamento, exigindo maiores tempos de exposição no campo para definição do comportamento a longo prazo. No entanto pode-se considerar que os procedimentos de degradação por lixiviação podem representar a condição natural de campo.

Os resultados indicam que o tipo de material não influenciou significativamente na variação da carga de tração ou da força de puncionamento com o tempo de degradação natural no campo. No entanto, a variação destas propriedades com o tempo de degradação no laboratório é significativamente afetada pelo tipo de material. Especial atenção deve ser dada no uso de procedimento de umedecimento e secagem que gera variações por vezes não representativas das do campo.

6 – CONCLUSÕES

A implementação de um equipamento de grandes dimensões capaz de submeter amostras de grandes volumes a diferentes processos de degradação concomitantemente é fundamental para o estudo da durabilidade de materiais geotécnicos.

Uma metodologia para avaliação da degradação de materiais geotécnicos foi aplicada em dois geotêxteis tecidos e mostrou-se eficiente a partir do momento em que foi possível obter dados representativos da tendência de comportamento do material.

Os resultados apresentados mostram que o comportamento e alterabilidade do material estudado depende do processo de degradação. Isso se justifica sobretudo pelos mecanismos de degradação associados a cada procedimento de ensaio que promovem a degradação de forma diferenciada tanto no que diz respeito à velocidade de variação das propriedades quanto à forma e magnitude das variações. Como era de se esperar, o tipo de material também influencia significativamente o comportamento de alterabilidade para os diferentes processos de degradação. No caso em particular, a quantidade de aditivo foi o fator que gerou a mudança de comportamento.

O equipamento de degradação reproduziu o padrão de variação das propriedades de forma similar ao procedimento de degradação por lixiviação. Isso já era de se esperar tendo em vista que

o equipamento promove a degradação fundamentalmente por lixiviação. Neste sentido o funcionamento do equipamento é satisfatório.

É importante ressaltar que se faz necessária a implementação de estudos mais profundos para se definir os procedimentos para avaliação da durabilidade de materiais geotécnicos com maior confiabilidade.

7 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CNPq, FAPERJ, Furnas, Huesker e UENF pelo fomento e apoio à pesquisa.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT MB 964/79 (1979). *Determinação da Resistência ao Choque*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 8094/83 (1983). *Material metálico revestido e não-revestido – Corrosão por exposição à névoa salina*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 6465/84 (1984). *Agregados: Determinação da Abrasão Los Angeles*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 12696/92 (1992a). *Agregados – Verificação de comportamento mediante ciclagem artificial água-estufa*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 12042/92 (1992b). *Materiais inorgânicos - Determinação do desgaste por abrasão*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 12764/92 (1992c). *Rochas para revestimento – Determinação da resistência ao impacto do corpo duro*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 12768/92 (1992d). *Rocha para revestimento - Análise petrográfica*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 13818/97 (1997). *Placas cerâmicas para revestimento. Especificações e métodos de ensaio. Anexo H: Determinação da Resistência ao Ataque químico*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.
- ASTM C88-63 (1963). *Standard Test Method for Soundness of Aggregates by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate*. Annual Book of ASTM Standards.
- ASTM D4632-14 (2014). *Standard Test Method for Grab Breaking Load and Elongation of Geotextiles*. Annual Book of ASTM Standards.
- ASTM D4644-08 (2008). *Standard Test Method for Slake Durability of Shales and Similar Weak Rocks*. Annual Book of ASTM Standards.
- ASTM D6241-15 (2015). *Standard Test Method for Static Puncture Strength of Geotextiles and Geotextile-Related Products Using a 50-mm Probe*. Annual Book of ASTM Standards.
- Cunha Pinto, V. (2006). *Estudo da degradação de geotêxteis tecidos*. Dissertação de Mestrado. Laboratório de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro – UENF. 150p.
- EN 1097-1 (2011). *Tests for mechanical and physical properties of aggregates. Determination of the resistance to wear (micro-Deval)*. CEN, Brussels, Belgium.

- Frazão, E.B. (1993). *Metodologia para avaliação da alterabilidade de rochas a partir de estudo experimental em amostras de basalto da U.H.E. de Três Irmãos*. Tese de Doutorado. Escola de Eng. de São Carlos, Universidade de São Paulo, Brasil. 175p.
- Hypolito, R.; Valarelli, J.V. (1972). *Alteração experimental de diabásio*. Semana Paulista de Geologia Aplicada, São Paulo, Associação Paulista de Geologia Aplicada, n.º 4, pp. 103-122.
- ISRM – International Society for Rock Mechanics (1981). *Rock Characterization Testing and Monitoring - ISRM Suggested Methods*, Ed. E.T. Brown, Pergamon Press, Oxford, 212p.
- Maia, P.C.A. (2001). *Avaliação do comportamento geomecânico e de alterabilidade de enrocamentos*. Tese de Doutorado. Departamento de Eng. Civil da PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil. 336p.
- Maia, P.C.A.; Sayão, A.S.F.J.; Nunes, A.L.L.S.; Antunes, F.S. (2002). *Avaliação experimental da alteração de enrocamentos*. Solos e Rochas, Revista Latino-americana de Geotecnia, ABMS/ABGE, v. 24, n. 2, pp. 129-139.
- Minette, E. (1982). *Quantificação geomecânica e de alterabilidade de um diorito*. Dissertação de Mestrado. PUC-Rio, RJ. 262p.
- Pinheiro, A.D.; Maia, P.C.A. (2004). *Avaliação experimental da durabilidade de materiais cerâmicos vermelhos*. I Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos, São Carlos-SP, ABMS. 6p.
- Salles, R.O. (2006). *Durabilidade de geossintéticos em equipamento de degradação em laboratório*. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. 106p.
- Salles, R.O.; Maia, P.C.A. (2004). *Avaliação experimental de rochas ornamentais do norte do estado do Rio de Janeiro*. I Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos, São Carlos-SP, ABMS. 6p.

MODELAGEM GEOESTATÍSTICA APLICADA À ELABORAÇÃO DE MODELOS GEOLÓGICOS

Geostatistical modelling applied to the elaboration of geological models

Bruno Rodrigues de Oliveira*

Gabriela Branquinho Antônio**

RESUMO – Os estudos geológicos são de extrema importância quando se trata da elaboração de projetos de engenharia civil visto que após a definição da diretriz de uma obra linear, seja um canal ou um túnel, torna-se necessário conhecer as características geológico-geotécnicas, profundidades e categorias dos materiais, no caso de projetos que envolvam escavações. Com o intuito de obter tais informações, são executadas investigações geológico-geotécnicas diretas e/ou indiretas somente ao longo do eixo do empreendimento, devido ao seu elevado custo e tempo de execução, mesmo que as operações de terraplenagem se estendam além do eixo investigado. Diante desse contexto, o presente trabalho propõe realizar uma modelagem geoestatística utilizando a cokrigagem com objetivo de determinar as superfícies de contato entre as diferentes classes de materiais, levando em consideração a classificação de materiais em categorias de escavação. De posse das superfícies, foi possível elaborar um modelo tridimensional, um perfil longitudinal e seções transversais, mostrando a variabilidade das espessuras dos materiais gerados pelo modelo, capazes de orientar planos de investigações futuras e/ou auxiliar na elaboração de projetos.

SYNOPSIS – Geological studies are extremely important when it comes to the development of civil engineering projects, since after defining the guideline of a linear project, either a channel or a tunnel, it becomes necessary to know the geological and geotechnical characteristics, depths and categories of materials, in the case when these projects involve excavations. In order to obtain such information, direct and/or indirect geological and geotechnical investigations are executed only along the axis of the project due to their high cost and time of execution, even if the earthwork operations are extending beyond the axis investigated. In this context, this paper proposes to perform a geostatistical modeling using cokriging in order to determine the contact surfaces between the different classes of materials, taking into account the classification of materials into excavation categories. In possession of the surfaces it was possible to develop a three-dimensional model, a longitudinal profile and cross sections, showing the variability of the thickness of the materials generated by the model, capable of guiding plans for future investigations and / or assist in the development of projects.

PALAVRAS CHAVE – Geoestatística, obras lineares, cokrigagem ordinária.

1 – INTRODUÇÃO

No âmbito da elaboração de projetos de engenharia civil, os estudos geológicos devem receber uma atenção especial visto que são de extrema importância tanto em fases preliminares, auxiliando na definição das alternativas mais viáveis de traçado, quanto na fase de execução da obra, auxiliando na definição de soluções de engenharia mais adequadas para implantação.

* Geólogo graduado pela Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro e Pós graduado em Geoprocessamento e Georreferenciamento. E-mail: brunorodriguesoli@gmail.com

** Geógrafa graduada pela Estácio e mestranda em Recursos Hídricos e Saneamento na Universidade Federal de Alagoas. E-mail: gabrielabranquinho56@gmail.com

Após a definição da diretriz de uma obra linear, seja um canal ou túnel, é necessário ter o conhecimento das características geológico-geotécnicas e das profundidades dos materiais no caso de empreendimentos que envolvam escavações. Com o intuito de obter tais informações, são executadas investigações geológico-geotécnicas diretas e/ou indiretas e através da análise desses dados é possível elaborar um modelo geológico-geotécnico do local do empreendimento.

As investigações supracitadas são realizadas somente ao longo do eixo do empreendimento devido ao seu elevado custo e tempo de execução. Todavia, as operações de terraplenagem se estendem além do eixo investigado, fazendo que resultados obtidos no eixo sejam projetados transversalmente. Mesmo que essa prática seja amplamente utilizada, é possível que as espessuras dos materiais investigados apresentem variações transversalmente.

Diante desse contexto, o presente trabalho propõe analisar a variabilidade espacial dos dados obtidos nas investigações geotécnicas diretas com objetivo de realizar uma modelagem geoestatística. A técnica utilizada no modelo será a cokrigagem ordinária, que utiliza variáveis primárias, usualmente disponíveis em quantidades limitadas, e variáveis secundárias, que são mais fáceis de serem obtidas e que apresentem correlação com a variável primária.

O presente trabalho tem como objetivo determinar as superfícies de contato entre as diferentes classes de materiais, levando em consideração a classificação de materiais em categorias de escavação, definindo assim as espessuras das camadas e um modelo tridimensional. Para isso foram elaborados um perfil longitudinal e seções transversais em uma plataforma GIS para mostrar a variabilidade das espessuras gerados pelo modelo.

2 – ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo tem uma área aproximada de 7,5 ha e está localizada no extremo oeste da Paraíba, no município de São José de Piranhas, próximo à divisa com o município de Cajazeiras (Figura 1). O polígono que limita a área de estudo foi definido com base na área de desapropriação de um empreendimento que será executado no local.

O relevo no local apresenta uma amplitude hipsométrica de 64 metros, com uma declividade de 11% e pertence ao domínio geomorfológico de morros e de serras baixas.

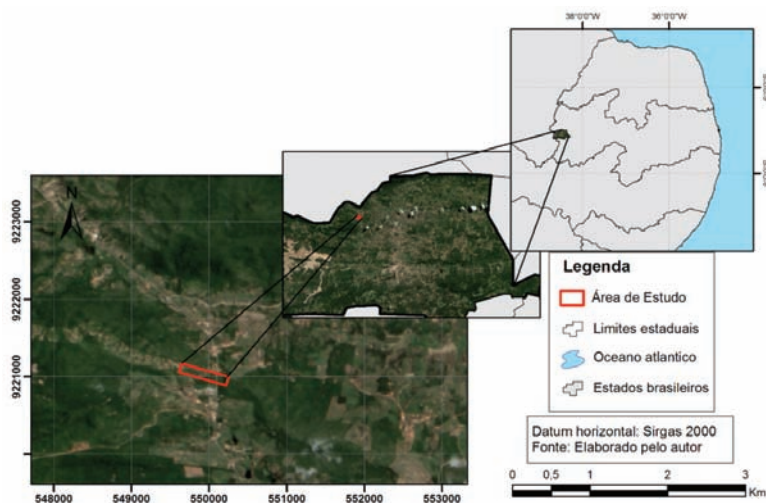


Fig. 1 – Mapa de localização da área de estudo.

Geologicamente está inserida em uma área de terrenos TTG, no domínio de complexos granitóides muito deformados, formado por rochas metamórficas, com intensa anisotropia planar (xistosidade e foliação) e sujeitos a movimento de massa e deslocamento de rocha (CPRM, 2002). Os litotipos predominantes identificados na região foram o quartzito e o gnaíse.

3 – ANÁLISE EXPLORATÓRIA

Como o empreendimento em questão é uma obra linear, as investigações executadas para a caracterização geológico-geotécnica da região e para a categorização dos materiais se encontram dispostas ao longo do eixo. Foram executadas 28 investigações para o estudo da área com um espaçamento médio entre os furos de aproximadamente 25 m e profundidade média de 10,33 m. A distribuição espacial das investigações geológico-geotécnicas pode ser observada na Figura 2.

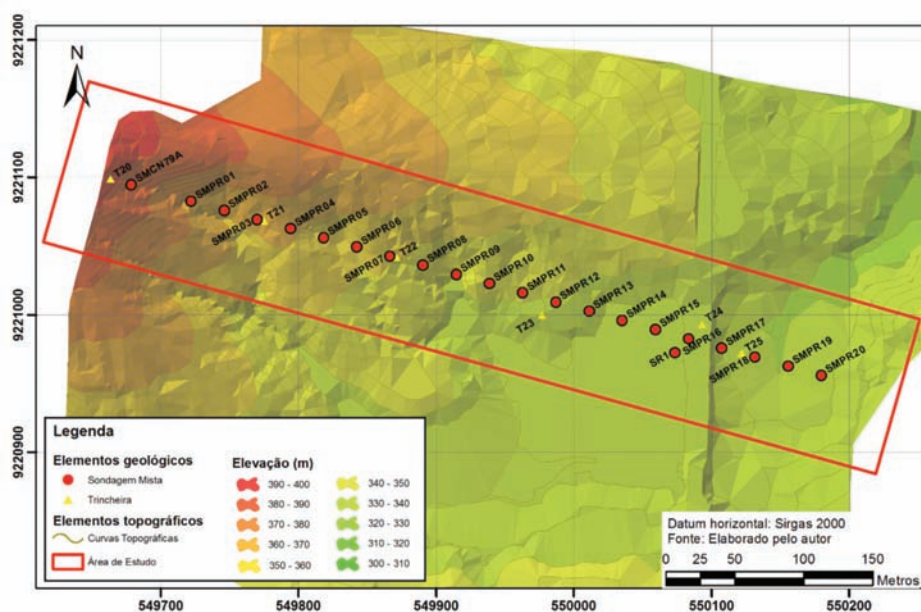


Fig. 2 – Mapa de localização das investigações geológico-geotécnicas.

As variáveis necessárias para a elaboração das superfícies de contato entre as categorias de materiais são divididas em duas classes: primárias e secundárias. As variáveis primárias são as variáveis que se tem interesse em estimar, mas que geralmente estão disponíveis em pequenas quantidades, enquanto as variáveis secundárias são informações em grande quantidade que auxiliam na determinação das variáveis primárias (Yamamoto e Landim, 2013).

No presente trabalho, as variáveis primárias são as cotas da transição entre as classes de materiais obtidas através dos perfis de sondagens, enquanto as cotas altimétricas obtidas no levantamento topográfico serão utilizadas como a variável secundária. As variáveis estão configuradas com heterotopia parcial, ou seja, apenas em alguns pontos foram medidas tanto a variável primária quanto a secundária.

A realização da estatística descritiva das cotas da transição entre as classes de materiais e da cota topográfica revelou que todas as distribuições têm uma cauda direita mais pronunciada (coeficiente de assimetria > 0). Todas as variáveis apresentaram um valor de curtose maior que

zero, o que significa que as distribuições em questão são mais afuniladas e concentradas que a distribuição normal e que a obtenção de valores distantes da média a vários múltiplos do desvio padrão é muito provável. Nenhuma das variáveis supracitadas apresenta uma distribuição normal. O resumo da análise estatística realizada pode ser observado no Quadro 1.

Quadro 1 – Resumo da análise estatística univariada realizada para as variáveis em estudo.

	Cota Topográfica	Cotas da transição entre 1ª e 2ª Categoria	Cotas da transição entre 2ª e 3ª Categoria
Média	348,7	343,64	338,19
Desvio Padrão	14,74	17,24	16,64
Variância	217,43	297,36	311,19
Assimetria	1,08	1,12	1,45
Coeficiente de Variação	4,22	5,01	5,21
Curtose	3,45	1,01	2,27
Mínimo	328	327	320,87
1º Quartil	338	329,13	325,4
Mediana	344	339,1	330,7
3º Quartil	356	356,69	349,37
Máximo	396	391,1	390,4
Número de amostras	5542	28	28

Para ser possível elaborar as superfícies de contato entre as categorias de materiais, através da cokrigagem, é necessário que as variáveis primárias e secundárias se apresentem correlacionadas. O coeficiente de correlação (método de Pearson) calculado entre todas as variáveis é superior a 0,978, permitindo que a técnica geoestatística proposta seja aplicada com um ótimo resultado (Quadro 2).

Quadro 2 – Coeficientes de correlação entre as variáveis (Método de Pearson).

	Cota Topográfica	Cotas da transição entre 1ª e 2ª Categoria
Cota da transição entre 1ª e 2ª Categoria	0,991	–
Cota da transição entre 2ª e 3ª Categoria	0,978	0,980

4 – MODELAGEM E PREDIÇÃO GEOESTATÍSTICA

O termo geoestatística surgiu para enfatizar o estudo estatístico de um fenômeno natural, por sua vez, caracterizado pela distribuição no espaço de uma ou mais variáveis, denominadas “variáveis regionalizadas” (Journel e Huijbregts, 1978).

As variáveis regionalizadas representam um conjunto de dados distribuídos espacialmente, em que percebe-se uma determinada tendência espacial dos dados em estudo (Allessi, 2011). Estas variáveis possuem características aleatórias e estruturadas, ou seja, podem assumir localmente qualquer valor segundo uma função de probabilidade e globalmente possuem uma estruturação que pode ser tratada por uma função espacial. A variação espacial dos dados analisados caracteriza o fenômeno regionalizado que a originou (Journel e Huijbregts, 1978).

Para determinar o modelo de correlação espacial da variável regionalizada é necessário realizar uma análise variográfica. Essa análise consiste na construção de um variograma, também chamado de semivariograma por alguns autores, que é uma função que mostra a dissimilaridade entre pares de pontos a uma determinada distância h (Braga, 2014), ou seja, a função que representa quantitativamente a variação de um fenômeno regionalizado no espaço (Câmara *et al.*, 2002).

Essa análise permite compreender o comportamento espacial da variável regionalizada, identificar o tamanho da zona de influência de uma amostra e verificar a existência ou não de anisotropia geométrica ou zonal. Outros parâmetros observados durante a análise são: o alcance, que determina a distância dentro da qual as amostras apresentam-se correlacionadas espacialmente; o patamar, que a partir deste considera-se que não existe mais dependência espacial entre as amostras; e o efeito pepita, que reflete a variância aleatória comumente atribuído a erros de medição ou a forma de amostragem dos dados. Um modelo de semivariograma e a representação dos seus respectivos parâmetros pode ser observado na Figura 3.

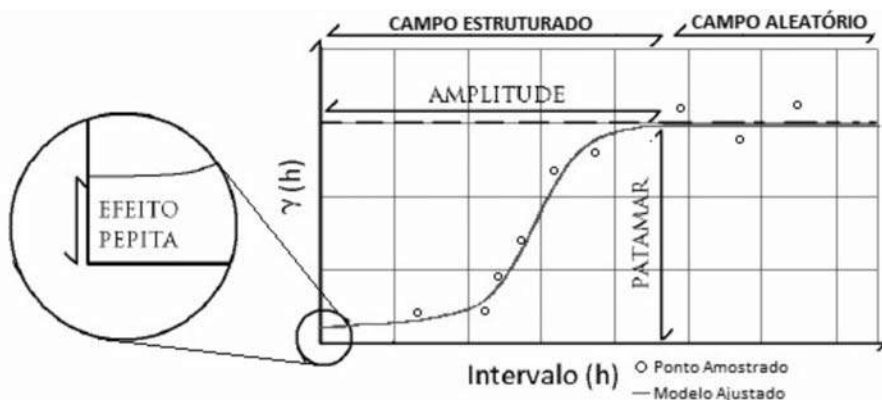


Fig. 3 – Principais parâmetros a serem observados em um semivariograma (adaptado de Correia, 2010).

Posteriormente calcula-se o modelo teórico que melhor se ajusta aos dados amostrados e realiza-se a interpolação. Dentre os modelos disponíveis, Yamamoto e Landim (2013) relatam que os modelos esféricos, exponenciais e gaussianos são capazes de representar a maioria dos fenômenos espaciais. No presente trabalho foi adotado o modelo Matern por englobar todos os comportamentos dos modelos supracitados (Braga, 2014) somente variando o parâmetro de forma ($kappa$).

É importante ressaltar que a distribuição das amostras influencia o cálculo dos variogramas e, por consequência, a estimativa dos pontos não amostrados. Para amostras coletadas de maneiras sistemáticas, é possível definir uma distância h para a modelagem, entretanto para amostras

irregularmente coletadas, seja por limitação econômica ou direcionadas a regiões de interesse, nem sempre isso é possível.

Como solução, considera-se uma direção e se define um intervalo e um ângulo de tolerância entre os pares de amostras (Figura 4). Quando não se tem certeza se o fenômeno sob estudo é isotrópico ou anisotrópico, Landim (2006) sugere que se iniciem as análises nas quatro direções, E-W, N-S, NE-SW e NW-SE, com um ângulo de abertura com tolerância de 45°.

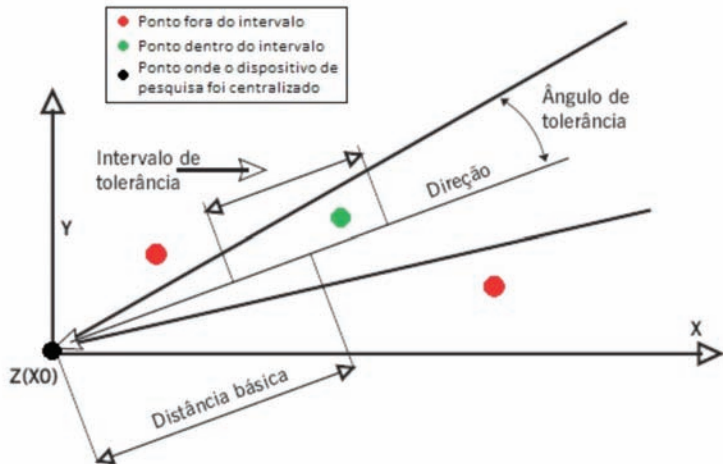


Fig. 4 – Esquema para localização de pontos em distribuições irregulares para cálculo de variogramas experimentais ressaltando amostras consideradas (ponto verde) e desconsideradas (pontos vermelhos) para a amostra em foco (ponto preto) (adaptado de Landim, 2006).

Como a variabilidade espacial dos dados é muito semelhante em todas as direções, foram construídos variogramas cruzados experimentais omnidirecionais (Figura 5) para definição do raio para o modelo isotrópico. A malha de estimação, onde será executada a modelagem, foi definida com os mesmos pontos utilizados como variável secundária. O Quadro 3 apresenta o resumo das variáveis, dos modelos teóricos, parâmetros e do número de pontos da malha de estimação utilizados nos modelos.

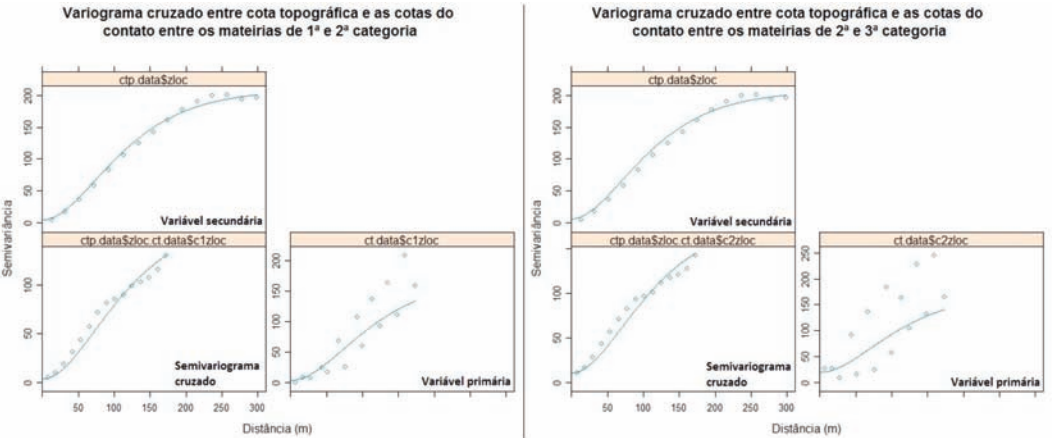


Fig. 5 – Semivariogramas cruzados: (a) entre cota topográfica e as cotas do contato entre os materiais de 1ª e 2ª categoria; (b) entre cota topográfica e as cotas do contato entre os materiais de 2ª e 3ª categoria.

Quadro 3 – Parâmetros utilizados nos modelos geoestatísticos.

Parâmetros	Superfície de contato entre 1ª e 2ª categoria	Superfície de contato entre 2ª e 3ª categoria
Técnica geoestatística	Cokrigagem	Cokrigagem
Variável primária	Cotas do contato entre 1ª e 2ª	Cotas do contato entre 2ª e 3ª
Variável secundária	Cota topográfica	Cota topográfica
Variograma	Omnidirecional	Omnidirecional
Efeito pepita	1,91	1,95
Patamar	217,84	311
Alcance	50	50
Modelo teórico	<i>Matern ($\kappa=2,2$)</i>	<i>Matern ($\kappa=2,1$)</i>
Total de pontos da malha de estimação	5542 pontos	5542 pontos

Para a modelagem das superfícies de contatos entre os materiais foi utilizado o pacote *gstat* no *software R*. O produto do modelo será um conjunto de pontos estimados, referentes às cotas dos contatos entre os materiais, que podem ser importados para plataformas GIS e CAD. A qualidade desses resultados é dependente da qualidade do ajuste dos modelos teóricos aos variogramas experimentais, dos dados utilizados na modelagem e da quantidade e qualidade da informação disponível.

5 – RESULTADOS

As cotas previstas pelo modelo geoestatístico foram importadas para uma plataforma GIS onde foram transformados em superfícies pelo interpolador TIN (*triangulated irregular network*) e inseridos no *ArcScene*. A superfície do terreno natural está representada através de curvas hipsométricas e a superfície de contato entre 1ª e 2ª categoria e 2ª e 3ª categoria com uma variação de tons de vermelho e verde respectivamente.

O modelo gerado para superfície de contato entre 1ª e 2ª categoria estimou valores de cotas acima do terreno natural como pode ser observado nas áreas em vermelho claro na Figura 5, o que poderia ser considerado uma sobrestimação. Entretanto, o mapeamento realizado nessas áreas indicava a presença de blocos e alguns afloramentos, o que caracteriza o material superficial dessas áreas como de segunda categoria, confirmando assim a estimativa apresentada pelo modelo geoestatístico.

Posteriormente foram elaborados um perfil longitudinal e as seções transversais nos locais indicados na Figura 6, para analisar a variação do modelo em subsuperfície. É possível observar uma grande semelhança entre a superfície do terreno natural e as superfícies de contato e isso ocorre devido ao facto da técnica utilizada, a cokrigagem ordinária, utilizar uma variável secundária como base, no caso, a topografia. Todavia, cabe ressaltar que todas as variações nas superfícies estão relacionadas com os valores observados nas investigações geológicas utilizadas na elaboração do modelo.

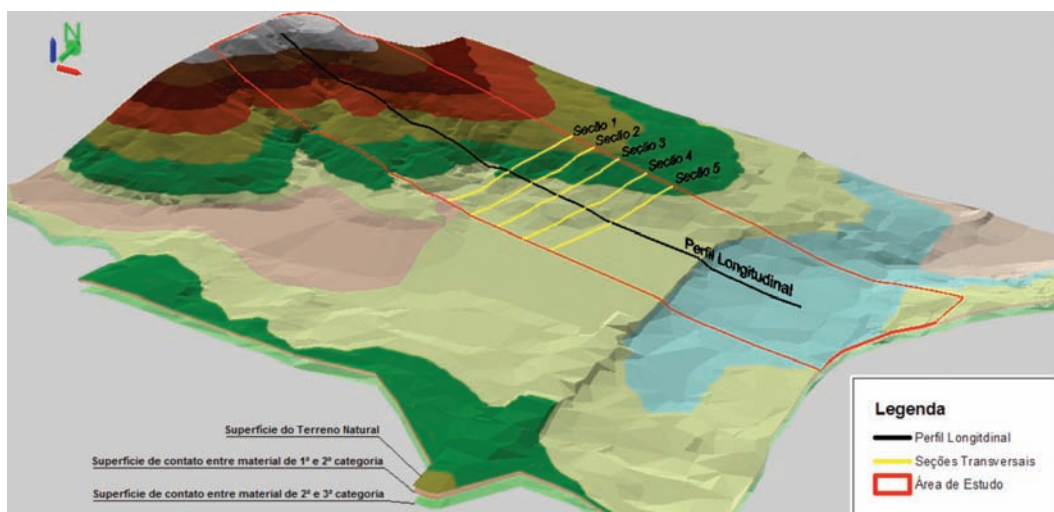


Fig. 6 – Modelo tridimensional das categorias de materiais com a localização do perfil longitudinal e das seções transversais.



Fig. 7 – Material categorizado como segunda categoria na área em vermelho claro a nordeste na Figura 6.

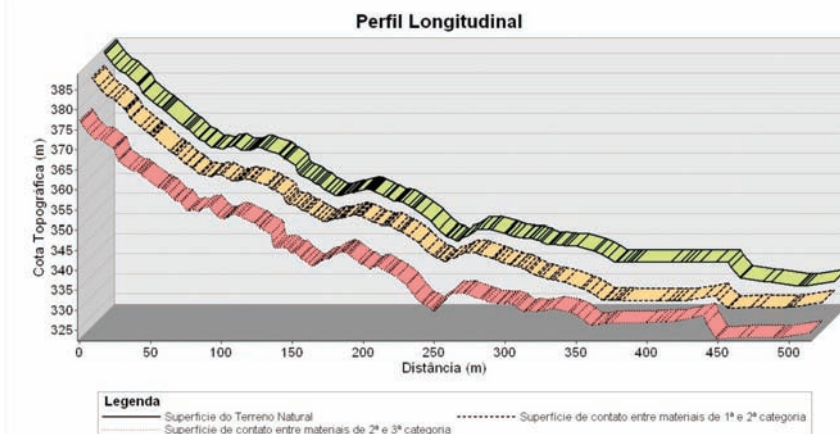


Fig. 8 – Perfil longitudinal ao longo do eixo do empreendimento na área de estudo.

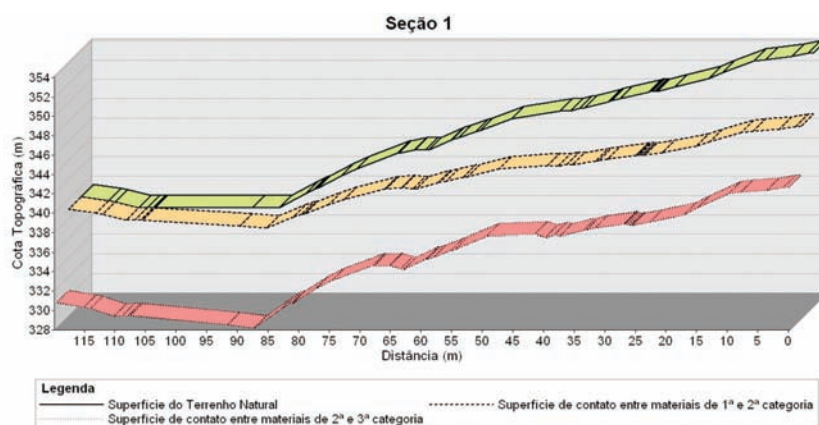


Fig. 9 – Seção 1 transversal ao eixo do empreendimento.

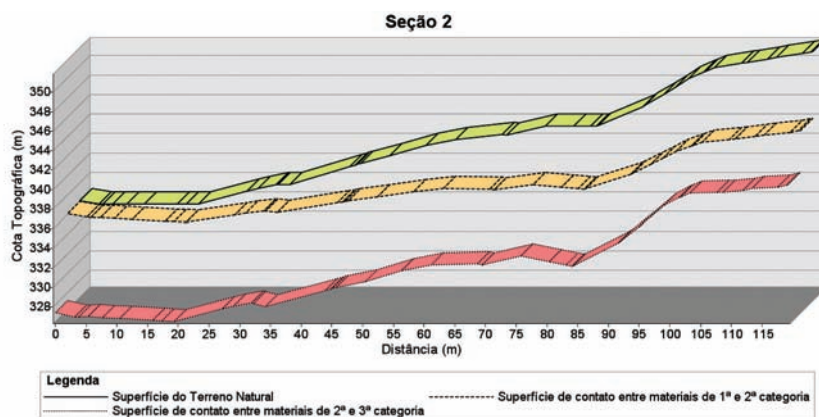


Fig. 10 – Seção 2 transversal ao eixo do empreendimento.

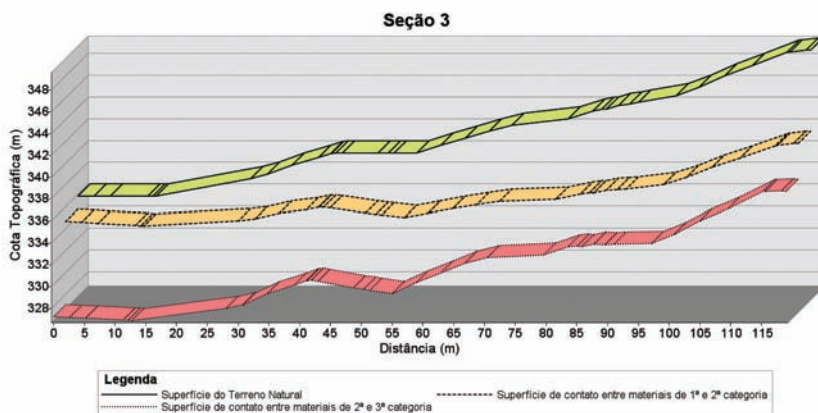


Fig. 11 – Seção 3 transversal ao eixo do empreendimento.

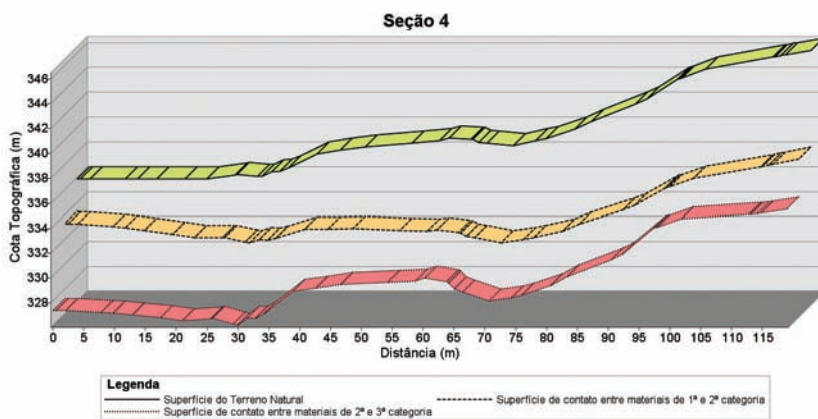


Fig. 12 – Seção 4 transversal ao eixo do empreendimento.

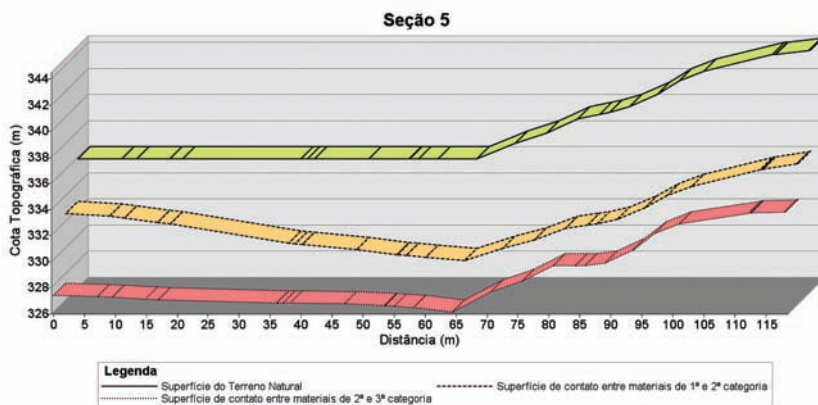


Fig. 13 – Seção 5 transversal ao eixo do empreendimento.

Além da análise dos resultados das modelagens através das seções, foi realizada a validação cruzada, que compara os valores conhecidos com os estimados. A validação realizada omite um valor e prediz este valor utilizando o restante das amostras, e então compara os valores amostrados e preditos.

Os índices estatísticos calculados para averiguar a qualidade do modelo foram o erro médio dos valores residuais (*Mean error* - ME), o erro quadrático médio de predição (*Mean square prediction error* - MSPE), o erro médio quadrático normalizado (*Normalized mean square error* - NMSE), a correlação entre os valores observados e preditos e a correlação entre os valores preditos e os valores residuais. Os valores calculados servem como índices de qualidade do modelo geostatístico (Johnston *et al.*, 2001). O Quadro 4 mostra um resumo estatístico dos resultados calculados.

Quadro 4 – Resultado dos testes de validação cruzada.

Teste estatístico	Resultado esperado	Valor do teste da superfície de contato entre materiais de 1ª e 2ª Categoria	Valor do teste da superfície de contato entre materiais de 2ª e 3ª Categoria
Erro médio (ME)	Idealmente 0	0,0088	0,0133
Erro quadrático médio de predição (MSPE)	Idealmente pequeno	0,2403	0,2443
Erro médio quadrático normalizado (NMSE)	Próximo de 0	0,0561	0,0562
Correlação entre observado e predito	Idealmente 1	0,9994	0,9993
Correlação entre predito e residual	Idealmente 0	0,0351	0,0406

Todos os índices calculados apresentaram valores adequados demonstrando que a predição espacial por cokrigagem ordinária apresenta uma alta precisão.

6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base nos resultados, é possível afirmar que a aplicação da geoestatística se apresenta eficaz na produção de informação capaz de otimizar o planejamento e/ou complementar estudos geológico-geotécnicos. O *software* utilizado permitiu uma análise de qualidade além de ser capaz de exportar os resultados num formato que pode ser importado para plataformas GIS e CAD para análises posteriores.

De posse das superfícies de contato entre as categorias de materiais, foi elaborado um modelo tridimensional das categorias de escavação capaz de prever a espessura das camadas em qualquer ponto modelado, fazendo com que as estimativas de volumes de escavação sejam realizadas com maior precisão, especialmente em obras lineares em que as investigações estão dispostas ao longo de um eixo. A vantagem da utilização dessa metodologia é a qualidade e a disponibilidade da variável secundária, as cotas topográficas, visto que projetos de engenharia realizam levantamentos topográficos amplos e precisos.

Dos modelos também ressaltam áreas que apresentam comportamentos diferentes ou que necessitam de maior detalhamento. No caso do presente estudo são representadas pelas áreas em vermelho claro que indicaram material de segunda categoria acima do terreno natural que foi confirmado pelo mapeamento de campo.

Mesmo com informações limitadas, poucas amostras e distribuídas ao longo de um alinhamento, foi possível gerar um modelo tridimensional, mapas e seções auxiliares capazes de orientar planos de investigações futuras e/ou na elaboração de projetos. Por fim, é importante que, à medida que se iniciem as operações de terraplenagem no empreendimento, se realize o mapeamento geológico-geotécnico e que tais informações sejam inseridas no modelo geoestatístico com vista a realizar uma calibração no modelo.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Allessi, C.C. (2010). *Análise estatística e geoestatística da distribuição de CO₂, CH₄ Rn e microbiota em uso campo petrolífero do Recôncavo Baiano (BA)*. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. 218p.
- Braga L.P.V. (2014). *Introdução à geoestatística com programas em R*. Rio de Janeiro: E-papers, 132p.
- Câmara, G.; Carvalho, M.S.; Cruz, O.G.; Correia, V. (2002). *Análise espacial de áreas*. Análise espacial de dados geográficos, Eds. Fuks, S.D.; Carvalho, M.S.; Câmara, G.; Druck, S.; Carvalho, M.S.; Câmara, G.; Monteiro, A.V.N. Divisão de processamento de imagens – Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais – São José dos Campos. Disponível em: <<http://www.dpi.inpe.br/gilberto/livro/analise/cap5-areas.pdf>>. Acesso em: 29 de fevereiro de 2016.
- Correia, P. (2010). *Modelação e Estimação - Uma introdução à geoestatística*. Apostila do Núcleo de Minas do Instituto Superior Técnico. Universidade de Lisboa.
- CPRM (2002). Geologia e Recursos Minerais do Estado da Paraíba. Brasília: CPRM, 142p. Inclui Mapa Geológico e Mapa dos Recursos Minerais do Estado da Paraíba. Disponível em: <http://www.cprm.gov.br/publique/media/geodiversidade_paraiba.pdf>. Acesso Dezembro de 2015.
- Johnston, K.; Hoef, J.M.V.; Krivoruchko, K.; Lucas, N. (2001). *Using ArcGIS Geostatistical Analyst*. Redlands: ESRI Press.
- Journel, A.G.; Huijbregts, Ch.J. (1978). *Mining geostatistics*. Academic Press, 600p.
- Landim, P.M.B. (2006). *Sobre Geoestatística e mapas*. Terra e Didática, 2(1): 19-33. Disponível em: <<http://ocs.ige.unicamp.br/ojs/terraedidatica/article/viewFile/1008/442>>. Acesso agosto de 2015.
- Yamamoto J.K.; Landim, P.M.B. (2013). *Geoestatística: conceitos e aplicações*. São Paulo, Oficina de Textos. 215p.

MAPEAMENTO DE VALORES DE N_{SPT} COMO SUBSÍDIO AO PLANEJAMENTO DE LINHAS DE TRANSMISSÃO NA AMAZÔNIA ORIENTAL

Mapping N_{SPT} values as input to the planning of transmission lines in eastern Amazonia

Reinis Osis*

Rodolfo Mendes de Lima**

Maíra Dzedzej***

Afonso Henriques Moreira Santos****

Luiz Czank Junior*****

Eden Luiz Carvalho Junior*****

Leandro Silva Rodrigues*****

RESUMO – O conhecimento de propriedades do solo é fundamental para diversos tipos de planejamento espacial, notadamente as infraestruturas lineares, tais como as linhas de transmissão. Isso ganha relevância em um contexto onde informações espaciais são restritas, como é caso da Amazônia Oriental. O objetivo deste trabalho foi realizar a espacialização da propriedade resistência do solo à penetração (N_{SPT}) com base em variáveis geomorfométricas. Modelos foram elaborados por meio de algoritmos de árvores de decisão. O melhor modelo obtido apresentou uma estatística Kappa igual a 0,58 (concordância moderada) e indica que nos terrenos com altitudes em relação ao nível do mar superiores a 21,7 m predominam maiores valores de N_{SPT} . Nos terrenos com altitudes inferiores a 21,7 m e com altura relativa inferior a 7,0 (valor adimensional), predominam os valores inferiores de N_{SPT} . A espacialização das classes de N_{SPT} com este modelo demonstrou as boas possibilidades do uso de técnicas cartográficas para o planejamento de linhas de transmissão.

SYNOPSIS – Knowledge of soil properties is essential for various types of spatial planning, notably to linear infrastructure that can reach hundreds of kilometers, such as transmission lines. This becomes relevant in a context where spatial information is restricted, as is the case of eastern Amazon. The objective of this study was to map the soil resistance to penetration (N_{SPT}) based on geomorphometric variables. Models were developed through decision tree algorithms. The best model obtained showed a Kappa equal to 0.58 (moderate agreement) and indicated that in terrain with altitudes exceeding 21.7 m predominate higher values of N_{SPT} . On land with elevations below 21.7 m and relative height less than 7.0 (dimensionless value), lower values of

* Geógrafo na iX Estudos e Projetos Ltda, Doutorando na Université du Maine, França.

E-mail: reinis.osis@ixconsult.com.br

** Engenheiro Ambiental na iX Estudos e Projetos Ltda, Mestre pela Universidade Federal do Itajubá, Brasil. E-mail: rodolfo.lima@ixconsult.com.br

*** Engenheira Florestal, Doutoranda na Universidade de São Paulo, Brasil.
E-mail: mairadzedzej@gmail.com

**** Professor Titular do Instituto de Engenharia Elétrica da Universidade Federal de Itajubá, Pós-doutor pelo CIRED, França. E-mail: afonsohms@gmail.com

***** Engenheiro Florestal na TBE (Transmissoras Brasileiras de Energia). E-mail: lcjunior@tbe.com.br

***** Engenheiro Eletricista na TBE (Transmissoras Brasileiras de Energia). E-mail: ejunior@tbe.com.br

***** Engenheiro Florestal. E-mail: leandro.engflorestal@gmail.com

N_{SPT} are prevalent. The spatial distribution of N_{SPT} classes with this model showed good possibilities of using cartographic techniques for planning of transmission lines.

PALAVRAS CHAVE – N_{SPT} , mapeamento preditivo, linha de transmissão.

1 – INTRODUÇÃO

Informações sobre propriedades do solo são fundamentais para diversos tipos de planejamento espacial, principalmente aqueles que envolvem intervenções diretas no solo em escalas quilométricas, como na construção de rodovias, ferrovias, linhas de transmissão, entre outros tipos de obras civis lineares. De acordo com a Agência Nacional de Energia Elétrica (MME, 2015) o Brasil possui cerca de 139GW de potência instalada, com previsão de expansão de 71GW no período de 2013 até 2023 (MME/EPE, 2014), sendo que as regiões norte e nordeste são responsáveis, juntas, por cerca de 70% dessa expansão.

Dentre as principais informações do solo demandadas por estas obras está a resistência à penetração ou capacidade de carga do solo, definida pelo valor N_{SPT} e obtido pelo ensaio SPT (*Standard Penetration Test*). Este ensaio é o sistema de investigação geotécnico mais utilizado no Brasil e no mundo (Odebrecht, 2003). Segundo a norma NBR 6484, este deve ser realizado a cada metro de sondagem e o valor N_{SPT} é correspondente ao número de golpes necessários para que uma haste padrão crave 30,0 cm no solo sob o impacto de um martelo de 65,0 kg caindo a 75,0 cm de altura (ABNT NBR 6484, 2001). O conjunto de valores N_{SPT} possibilita estimar uma série de parâmetros físicos do solo como coesão, ângulo de atrito e peso específico do solo, necessários para o cálculo de dimensionamento de fundações (Azevedo, 2011).

Entretanto, a obtenção destas informações geotécnicas é condicionada aos métodos diretos, como as sondagens. No contexto do planejamento de uma obra civil de grande porte, o aspecto da disponibilidade da informação pode ser crítico, pois a aquisição dessas informações é onerosa e demorada. Os custos somente em sondagens podem representar de 0,5 a 1,0% do custo total de uma linha de transmissão de 138 kV de circuito duplo (Ashcar, 1999).

Nesse sentido, o desenvolvimento de técnicas que permitam a extrapolação de informações de alto custo (como as geotécnicas) por meio de outras de menor custo (como as geomorfométricas), é muito bem-vindo neste contexto. Sturaro *et al.* (2012) destacam que embora a resistência à penetração do solo seja uma medida importante, poucos estudos têm atentado para o mapeamento e distribuição espacial deste parâmetro no Brasil. O estudo foi levado a cabo no contexto da Amazônia Oriental, que ainda é uma região em curso de transformação da paisagem (transição agrícola), sendo que a planificação do desenvolvimento territorial, bem como a conservação do meio ambiente, necessitam do conhecimento de características dos solos em vastas áreas, o que demanda técnicas mais econômicas de mensuração (Laurent *et al.*, 2014).

Portanto, foi explorado um método que aproveita a interação sistêmica da paisagem para a realização de mapeamentos preditivos. O solo pode ser entendido como sendo resultante de uma série de fatores da paisagem como clima, organismos, relevo, material de origem, idade e posição no espaço (Grunwald, 2009). A equação de Jenny (1941) determina que o solo é função de uma série de variáveis ambientais independentes:

$$S = f(\text{cl, o, r, p, t, } \dots) \quad (1)$$

cl – clima;

o – organismos;

r – relevo;

p – material parental;

t – tempo.

Os pontos indicam que mais variáveis podem ser incluídas na equação. Esta condição sistêmica permite que relações possam ser estabelecidas entre diferentes partes deste sistema, e que a partir destas relações sejam feitas predições. Nos meios tropicais, o relevo possui estreita relação com as condições de formação do solo (Vidal-Torrado *et al.*, 2005). Numa bacia hidrográfica, tida como sistema dinâmico, aberto e indissociável, as características do solo e as formas de relevo são condicionadas pelos mesmos processos.

Entretanto, existem diferenças importantes entre as formas de aquisição de informações relativa ao relevo e aquelas relativas ao solo. A geomorfologia pode ser apreendida mais facilmente, como por exemplo, por meio de sensoriamento remoto. Já as informações relativas às características dos solos são mais difíceis de obter, pois são necessários métodos diretos como sondagens, trincheiras e perfis em estradas para obtenção de informações de suas propriedades.

Nesse sentido, aliando a demanda de informações relativas aos solos, a disponibilidade da informação geomorfológica e a inter-relação entre esses dois componentes no sistema ambiental, surgiram diversos modelos que possibilitam inferir propriedades pedológicas a partir do relevo, ou mais especificamente, a partir de variáveis geomorfométricas.

Múltiplas variáveis geomorfométricas, associadas a informações ambientais e de campo, podem ser utilizados para predição de propriedade do solo. Altitude, altura relativa e índice topográfico de umidade são variáveis comumente utilizadas para a espacialização de propriedades do solo como teor de carbono, nitrogênio, profundidade do perfil, teor de argila, disponibilidade hídrica e permeabilidade média (Sumfleth e Duttman, 2008; McKenzie e Ryan, 1999; Laurent e Rossignol, 2004). No contexto do mapeamento de classes pedológicas, a utilização de variáveis geomorfométricas também é difundida e apresenta diversos trabalhos como Muñoz *et al.* (2011), Chagas (2006) e Ten Caten *et al.* (2012).

Para a espacialização de valores de N_{SPT} , diversos trabalhos têm utilizado com sucesso técnicas geoestatísticas como a *krigagem* (e.g. Silva, 2008; Folle, 2002). Porém para o presente caso estas técnicas se mostraram inadequadas, pois as sondagens apresentam um padrão em linha e os furos distanciam uns dos outros frequentemente em mais de um quilômetro.

Nesse sentido, o objetivo deste trabalho foi avaliar a espacialização de valores N_{SPT} com base em variáveis geomorfométricas, por intermédio de técnicas que utilizam algoritmos de aprendizado de máquina (*machine learning*) para a elaboração de modelos preditivos. Estes modelos preditivos foram elaborados utilizando-se como *input* dados pontuais de sondagens e dados espaciais de variáveis geomorfométricas, em uma adaptação da técnica utilizada por Ribeiro *et al.* (2012), que utilizou dados de sondagens a percussão e dados espaciais ambientais para elaborar um mapeamento geotécnico baseado na classificação produzida por algoritmos de redes neurais.

Os algoritmos de aprendizado de máquina possuem a capacidade de “aprender” a estrutura de um banco de dados, e com este aprendizado, construir um modelo simplificado dessa estrutura. Para o presente trabalho foram utilizados algoritmos de árvore de classificação. Uma árvore de classificação é obtida por meio da partição recursiva dos dados em subconjuntos cada vez menores (Torgo, 1999). A estrutura de uma árvore de decisão é composta por um *nó raiz*, que compreende a amostra de dados original, *nós intermediários*, que são relativos às subamostras, e *nós finais* ou *folhas*, relativas às amostras não partidas. No presente trabalho as variáveis geomorfométricas são relativas aos nós, enquanto que as folhas são as diferentes classes de N_{SPT} . Cada folha apresenta um determinado número de instâncias do banco de dados (n.º itens) e determinado número de erros (n.º erros).

O algoritmo testado, o J48, que é uma implementação em *Java* do algoritmo C4.5, considera a propriedade de ganho de informação para particionar os grupos de dados, que ficam cada vez mais homogêneos (Quinlan, 1993). Este algoritmo foi considerado como um dos mais eficientes para a resolução de problemas de classificação (Wu *et al.*, 2008). A escolha deste tipo de algoritmo é devido ao modelo resultante apresentar uma estrutura simples e que permite sua utilização com procedimentos de álgebra de mapas.

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

Considerando o contexto da pesquisa, voltada ao planejamento de linhas de transmissão, foi selecionada uma região onde existe previsão para expansão do Sistema Interligado Nacional (SIN), além da escassez de informações espaciais. A área de estudo, portanto, consiste em um polígono que abrange a linha de transmissão (LT) 230 kV Vila do Conde – Castanhal, que interliga as cidades homônimas, situadas na região nordeste do Pará (Figura 1).

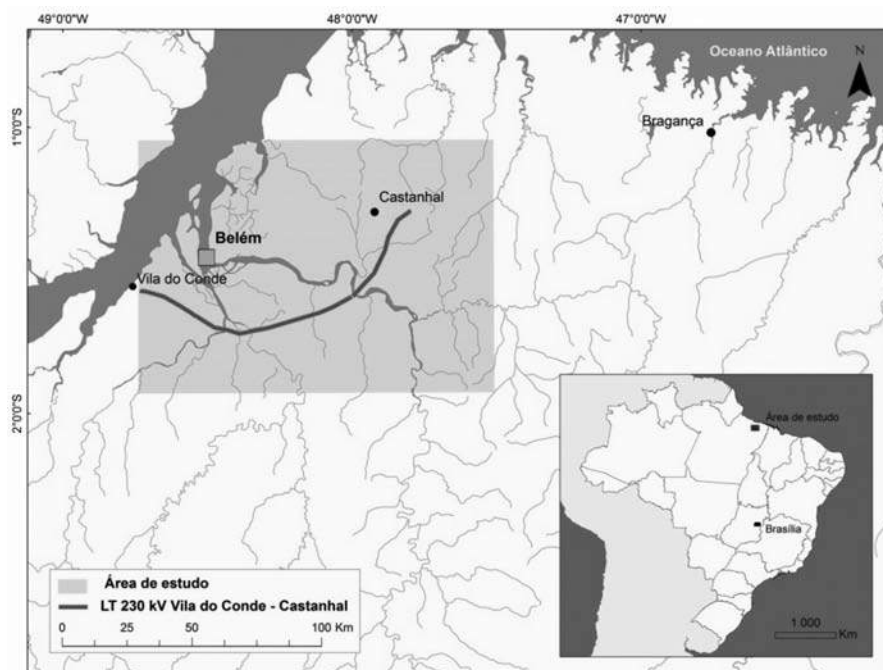


Fig. 1 – Localização da área de estudo e a Linha de Transmissão 230 kV Vila do Conde – Castanhal.

A área de estudo abrange as bacias de drenagem dos rios Moju, Acará e Guamá, todas no contexto do bioma amazônico. A geologia da região é caracterizada pela presença da Formação Barreiras, esta sendo constituída por arenitos finos a médios, conglomerados, canga ferruginosa, siltitos amarelados maciços e homogêneos e argilitos avermelhados. Também ocorrem depósitos fluviais e flúvio-marinhos quaternários (Brasil, 1974). O relevo regional é constituído pelas unidades denominadas Tabuleiros Paraenses e Planícies Fluviais. Os Tabuleiros Paraenses apresentam formas de relevo tabulares e colinas com vales pouco aprofundados, resultantes da dissecação de superfície erosiva terciária desenvolvida sobre sedimentos do Grupo Barreiras. A unidade de relevo Planície Fluvial é representada pelas planícies aluviais e áreas alagadiças associadas às principais drenagens da região (Brasil, 1974). Os solos são compostos principalmente por Latossolos Amarelos, apresentando em geral textura média. Também são importantes os solos concrecionários lateríticos. Associados às planícies fluviais ocorrem Solos Aluviais e Solos Hidromórficos, de textura indiscriminada (Brasil, 1974; Sombroek, 1966).

Os valores de N_{SPT} foram obtidos a partir de sondagens a percussão realizadas ao longo da LT 230 kV Vila do Conde – Castanhal, durante sua construção, em 2003, e também em sondagem realizadas neste projeto, totalizando 130 furos. Os ensaios foram realizados de acordo com a norma ABNT NBR 6484 (2001). Segundo Décourt (1989), os ensaios executados sob esta norma

forneem uma medida de energia de 72% da energia teórica de queda livre. Cada sondagem possui em média 10,0 m de profundidade, sendo realizado o ensaio SPT a cada metro perfurado (Figura 2).

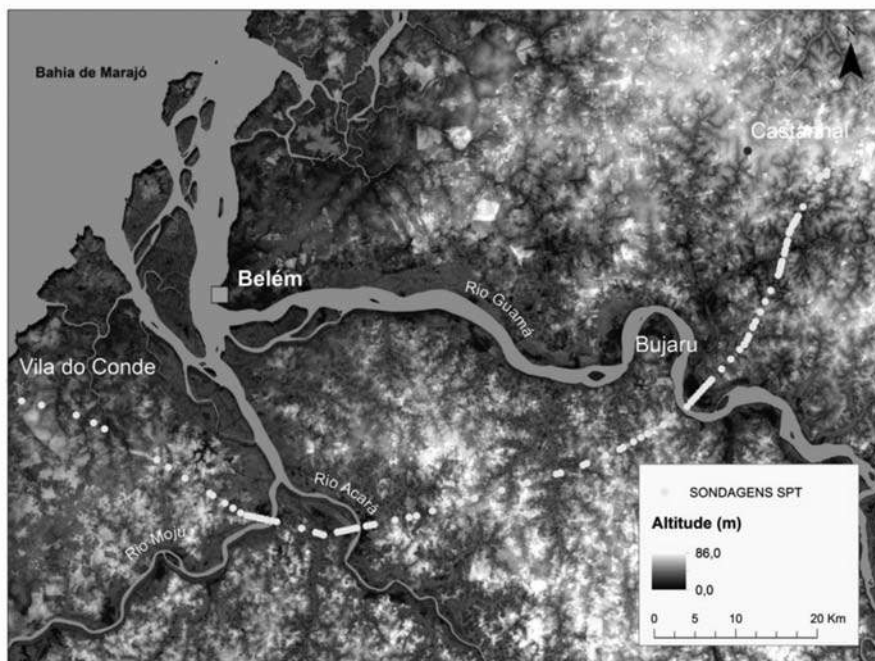


Fig. 2 – Localização das sondagens executadas durante a construção da LT 230 kV Vila do Conde – Castanhal e neste projeto.

As variáveis quantitativas do relevo foram estabelecidas com base na iniciativa *Topodata*, que disponibiliza um Modelo Digital de Elevação (MDE) e uma série de outras variáveis geomorfométricas derivadas de dados SRTM (*Shuttle Radar Topographic Mission*) para o território nacional. O processamento envolveu a interpolação por meio de *krigagem* do modelo original que possui 90 m de resolução para um modelo de 30 m, seguida da análise morfométrica do MDE gerado (Valeriano, 2005; Valeriano e Rosseti, 2008).

O MDE *Topodata* foi utilizado para gerar as variáveis geomorfométricas altitude, índice de rugosidade, índice topográfico de umidade, declividade e altura relativa. O MDE do SRTM, base para o *Topodata*, foi obtido com um radar de abertura sintética que operava na banda C, cuja onda interage de forma complexa com a vegetação, causando o “efeito dossel”, principalmente onde ocorrem mudanças abruptas de cobertura do solo, como entre floresta e pastagem (Valeriano, 2008; Rennó, 2009). Este problema acaba por interferir na qualidade das variáveis geomorfométricas extraídas, principalmente naquelas que são geradas a partir da relação entre *pixels* vizinhos, como a declividade, e ganha maior proporção quando são considerados dados coletados junto da linha de transmissão, caracterizada por frequentemente possuir zonas de mudança abrupta de cobertura do solo. Nesse contexto, em uma tentativa de amenizar estes erros, o MDE *Topodata* foi reamostrado para *pixels* de diferentes dimensões: 60, 150 e 240 metros, com a hipótese de que *pixels* de tamanhos maiores possam evitar as distorções locais causadas pelas mudanças abruptas de cobertura do solo.

Foi elaborado um banco de dados composto por instâncias e variáveis. Cada instância representa um ponto no espaço, neste caso, uma sondagem, e as variáveis são os valores N_{SPT} e os

valores geomorfométricos de cada instância. Foi necessário que os valores de N_{SPT} fossem tratados antes de integrar este banco de dados, ou seja, transformar a série de valores de N_{SPT} ao longo do perfil em um único valor. Para isso, diferentes maneiras de resumir a variação de valores em profundidade dos furos foram utilizadas.

Os dados de cada furo foram resumidos pela média aritmética e pela mediana (siglas MED e MEDN), considerando que medidas de tendência central possam representar a variação ao longo do perfil. Também foi selecionado um grupo somente com os valores máximos de N_{SPT} (MAX), com a hipótese de que os valores máximos possam ser influenciados principalmente pelas ocorrências de crostas lateríticas, associadas às áreas de topo e encosta. Foram elaborados também outros três grupos referentes às principais camadas do perfil, CAMAD1, CAMAD2 e CAMAD3, definidos, respectivamente, pelas médias aritméticas de N_{SPT} das profundidades 1,0-3,0; 4,0-7,0 m e 8,0-10,0 m. Em seguida, estes grupos de valores foram transformados em valores categóricos (classes A e B), cujo valor limiar entre as classes foi definido pela média aritmética dos valores de N_{SPT} de cada grupo de todos os furos do banco de dados (Quadro 1).

Quadro 1 – Grupos de valores de N_{SPT} utilizados no processamento.

Sigla dos grupos	Descrição	Classes e valor limiar (N_{SPT})
MED	Média aritmética dos valores de N_{SPT} nos 10,0 m iniciais	A <20,3 ≤ B
MEDN	Mediana dos valores de N_{SPT} nos 10,0 m iniciais	A <20,1 ≤ B
MAX	Valor máximo nos 10,0 m iniciais	A <35,9 ≤ B
CAMAD1	Média aritmética dos valores de N_{SPT} de 1,0 a 3,0 m de profundidade	A <10,8 ≤ B
CAMAD2	Média aritmética dos valores de N_{SPT} de 4,0 a 7,0 m de profundidade	A <18,9 ≤ B
CAMAD3	Média aritmética dos valores de N_{SPT} de 8,0 a 10,0 m de profundidade	A <29,3 ≤ B

As variáveis geomorfométricas utilizadas para associação com os valores N_{SPT} constam no Quadro 2. Estas foram extraídas do MDE Topodata de 30 m para as resoluções de 60, 150 e 240 m com a ferramenta *Resample* do ArcMap 10.

A declividade foi utilizada considerando o seu papel no condicionamento dos processos superficiais, como nas taxas de erosão e nos movimentos de massa, bem como no comportamento dos fluxos das águas. Esta foi calculada pela ferramenta *r.slope* do *GRASS-GIS 6.4.3*. O índice topográfico de umidade, desenvolvido por Beven e Kirkby (1979), prediz a água no solo de acordo com as variáveis declividade e área de drenagem. Este foi utilizado considerando a possível influência de solos saturados na ocorrência de valores reduzidos de N_{SPT} . Esta variável foi calculada pela ferramenta *Terrain Analysis – Hydrology – Topographic Wetness Index (TWI)* do *SAGA 2.2.0*.

A altura relativa corresponde à dimensão das vertentes em função de uma referência local. Esta também foi utilizada considerando sua relação com a definição de altos e baixos topográficos, e sua influência na distribuição de zonas saturadas e também de ocorrência de crostas lateríticas. Esta foi calculada pela ferramenta *Terrain Analysis – Morphometry – Relative Heights and Slope Positions* também do *SAGA 2.2.0*.

A variável altitude apresenta no contexto da área de estudo uma influência importante com relação à ocorrência de zonas saturadas, como planícies fluviais e flúvio-marinhas, e também a superfícies de cimeira sustentadas por crostas lateríticas. O índice de rugosidade é uma medida da heterogeneidade do terreno e é calculado para cada localização pelo resumo da alteração da elevação dentro de uma grelha de 3×3 pixels (Riley *et al.*, 1999). Esta variável foi utilizada devido

Quadro 2 – Variáveis geomorfológicas utilizadas: sigla, unidades e descrição.

Sigla	Unidade	Resolução (m)	Descrição
DECLIV_30	Graus	30	Declividade em valores contínuos
DECLIV_60	Graus	60	
DECLIV_150	Graus	150	
DECLIV_240	Graus	240	
IND_30	Adimensional	30	Índice Topográfico de Unidade
IND_60	Adimensional	60	
IND_150	Adimensional	150	
IND_240	Adimensional	240	
ALT_REL_30	Adimensional	30	Altura relativa normalizada (valores contínuos)
ALT_REL_60	Adimensional	60	
ALT_REL_150	Adimensional	150	
ALT_REL_240	Adimensional	240	
ALT_30	Metros	30	Altitude, MDE <i>Topodata</i> (valores contínuos)
ALT_60	Metros	60	
ALT_150	Metros	150	
ALT_240	Metros	240	
RUG_30	Adimensional	30	Índice de rugosidade (valores contínuos)
RUG_60	Adimensional	60	
RUG_150	Adimensional	150	
RUG_240	Adimensional	240	

sua capacidade de distinguir o grau de dissecação do relevo e, possivelmente, definir zonas com solos de maior ou menor resistência, sendo calculado pela ferramenta *Raster – Análise de Terreno – Índice de Rugosidade do QGIS 2.10.1*.

Em seguida estes arquivos foram abertos no *QGIS 2.10.1*, juntamente com o arquivo de pontos de sondagem, para extrair as informações das variáveis geomorfológicas por meio da ferramenta *Point Sampling Tool*, sendo então o arquivo de pontos exportado para o formato *.xls com a ferramenta *XY Tools – Save attribute table as Excel file*. Estes dados foram então organizados numa planilha, sendo cada linha representando os pontos de sondagem e as colunas, os dados de propriedades do solo e as variáveis geomorfológicas. Em seguida, foi criado um arquivo segundo o padrão necessário para o tratamento no programa *WEKA 3.7* (Witten e Frank, 1999). Neste programa foi feito um processamento para cada grupo de valores de N_{SPT} descrito no Quadro 1 (variáveis classificatórias).

O processamento envolve o teste com diferentes parâmetros que permitem ajustar o algoritmo para a classificação aos dados. Os principais parâmetros testados foram o *unpruned*, que define se será induzido ou não a redução da dimensão da árvore de decisão (poda); *reducedErrorPruning*,

que reduz o erro durante o procedimento de poda; *confidenceFactor*, valor que define a intensidade da poda e o *minNumObj*, que define o número mínimo de instâncias em cada folha. Os resultados, salvos em arquivos de texto, foram então transformados em expressões condicionais (Ten Caten *et al.*, 2012), utilizando o programa *ADtoSIG*, desenvolvido por Ruiz *et al.* (2011). A expressão condicional é expressa da seguinte forma:

$$\text{ifelse}(a, x, y) \tag{2}$$

onde *a* representa a condição colocada, *x* o valor se a condição for atendida, e *y* o valor se a condição não for atendida. Esta função é utilizada para representar os diferentes ramos da árvore de decisão através de múltiplas intercalações. A validação dos resultados foi feita utilizando o modo “*Use training set*”. Dois índices foram utilizados para avaliar a predição: o número de instâncias classificadas corretamente e a estatística Kappa. O primeiro determina em percentagem a proporção de itens que foram classificados corretamente pelo modelo criado, sendo que foram considerados satisfatórios modelos que classificam corretamente mais de 70% das instâncias. A estatística Kappa avalia o grau de concordância entre dois julgamentos. Os valores resultantes variam de 0 a 1, e a interpretação foi feita com base nas classes definidas por Landis e Koch (1977).

3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

Considerando os 130 furos utilizados como base para o trabalho, foram selecionados os valores de N_{SPT} dos 10 m iniciais de cada um. Em 25 furos a profundidade não alcançou 10 m, em geral devido à presença de crosta laterítica, sendo que estes foram completados com o último valor anotado. No gráfico da Figura 3 são apresentadas as médias aritméticas e os desvios padrões por profundidade do conjunto de furos analisado.

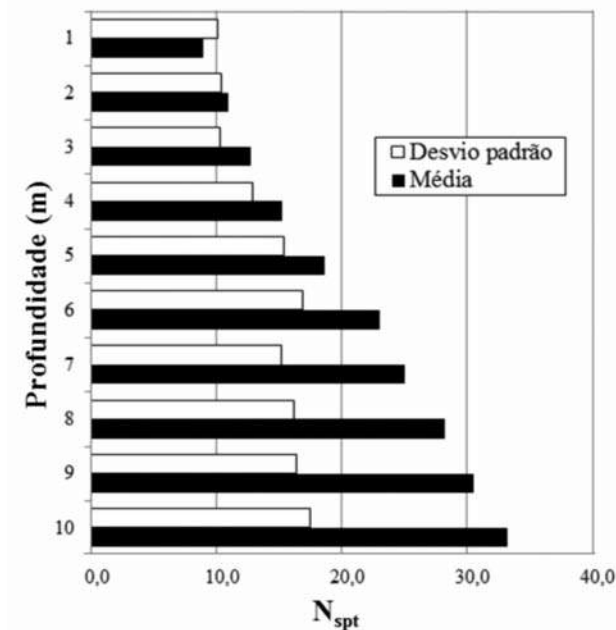


Fig. 3 – Média aritmética e desvio padrão dos valores de N_{SPT} dos furos utilizados na análise.

A média, conforme esperado, apresenta uma elevação gradual conforme a profundidade. O mesmo acontece com o desvio padrão, com diferença de que a partir de 6,0 m de profundidade a variabilidade se estabiliza. Em seguida foram realizados testes com cada grupo de dados com o algoritmo J48. Os resultados destes testes são apresentados no Quadro 3.

Quadro 3 – Parâmetros de teste do algoritmo J48 e resultados das validações.

Grupos de valores de N_{SPT}	<i>reduced Error Pruning</i>	<i>unpruned</i>	<i>Min Num Obj</i>	<i>Confidence Factor</i>	Instâncias classificadas corretamente (%)	Estatística Kappa
MED	True	False	2	-	79,2	0,58
MEDN	True	False	2	-	72,3	0,47
MAX	-	-	15	0,25	77,6	0,54
CAMAD1	-	-	10	0,25	79,2	0,58
CAMAD2	-	True	6	-	66,9	0,37
CAMAD3	-	-	6	0,01	77,6	0,54

Os valores do grupo MED, representados pela média aritmética dos valores de N_{SPT} nos 10,0 m de cada furo de sondagem, apresentaram uma taxa de classificações corretas satisfatória (79,2%) e uma concordância moderada entre os dados observados e os preditos (Kappa 0,58). A Figura 4 apresenta a árvore de decisão gerada para este grupo de dados.

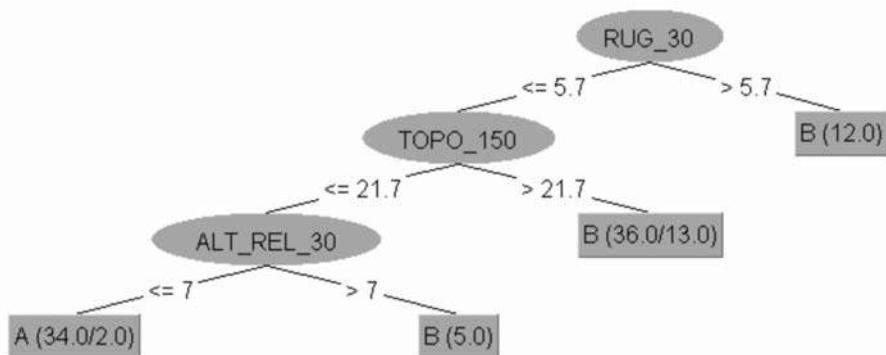


Fig. 4 – Árvore de decisão gerada para o grupo de dados MED.

Percebe-se no modelo uma distribuição desigual de instâncias, com uma concentração de valores da classe B ($N_{SPT} \geq 20,3$) nas altitudes acima de 21,7 m e a classe A ($N_{SPT} < 20,3$) junto dos valores de altura relativa abaixo de 7 (adimensional). Estes dois grupos de concentração de valores se encontram em terrenos que possuem rugosidade inferior a 5,7. A validação apresentou valores que indicam uma predição de moderada a substancial, com estatística Kappa igual a 0,58 e 79,2% de classificações corretas. Este modelo, junto com o CAMAD1, foi o que apresentou os melhores resultados. O Quadro 4 apresenta a matriz de confusão da modelo gerado.

Quadro 4 – Matriz de confusão do modelo de árvore de classificação J48 para os dados do grupo MED.

Classes observadas	Classificadas como:	
	A	B
A	44	23
B	4	59

Das classes A observadas, 44 foram classificadas pelo modelo de forma correta e 23 de forma errada. Entre as classes B observadas, 59 foram classificadas corretamente e 4 erroneamente. Destaca-se aqui que o modelo classifica melhor a classe B, ou seja, a classe de solos mais resistentes.

As classificações errôneas podem ter relação à maneira de agregação dos dados de cada furo. A média simples dos valores (média aritmética) pode ter causado um efeito no sentido de homogeneizar os resultados, considerando que os valores podem variar de maneira substancial ao longo do perfil, como por exemplo, quando há presença de crostas lateríticas, que apresentam valores elevados de N_{SPT} restritos a um nível que pode ser relativamente estreito. O modelo CAMAD1 também apresentou 79,2% de classificações corretas e estatística Kappa 0,58 (concordância moderada) (Figura 5).

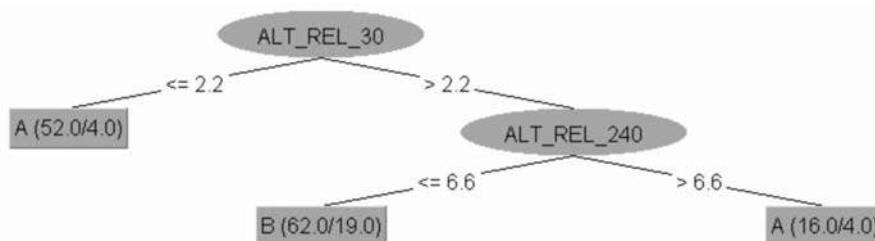


Fig. 5 – Árvore de decisão gerada para o grupo de dados CAMAD1.

Para este grupo de dados o algoritmo encontrou vinculações entre classes de N_{SPT} somente com um tipo de variável geomorfológica, a altura relativa. Neste contexto, a maior ocorrência de instâncias de classe A ($N_{SPT} < 10,8$) ocorre junto das alturas relativas inferiores a 2,2. A classe B ($N_{SPT} / 10,8$), por sua vez, ocorre preferencialmente junto das alturas relativas superiores a 2,2 e altura relativa na resolução 240 m abaixo de 6,6. Este modelo, embora utilize somente os valores da camada mais superficial do solo, apresenta um padrão condizente com o observado no modelo MED, que também apresenta valores de menor resistência do solo junto aos valores inferiores de altura relativa.

Valores baixos de N_{SPT} junto de solos saturados podem estar relacionados ao que Lima *et al.* (2000) descreveu como solos de igapó na região de estudo, sendo resultante da acumulação recente de matéria orgânica em ambiente anaeróbico. O excesso de água durante grande parte do ano dificulta o processo de decomposição da matéria orgânica, que se acumula em grande quantidade. O acúmulo de matéria orgânica constitui um problema geotécnico conhecido como “solos muito moles”, utilizado para designar depósitos de solos argilosos orgânicos, de coloração escura, com umidade elevada e com N_{SPT} que pode chegar a ser nulo, ou seja, o amostrador penetra somente com o peso da composição (Sandroni, 2006). Nos boletins de sondagem utilizados para o presente trabalho, a associação de argila cinza escura e N_{SPT} muito baixo a nulo foi frequente, principalmente nos furos realizados junto das planícies fluviais dos rios Mojú e Acará.

Quando os valores de altura relativa são superiores a 2,2, a predominância é da classe B. Entretanto, este ramo se subdivide novamente em função da variável altura relativa, porém desta vez na resolução de 240 m, colocando a classe B junto dos valores de altura relativa inferiores a 6,6. A classe B se estabelece, portanto, entre as alturas relativas 2,2 e 6,6.

3.1 – Mapeamento preditivo

O modelo MED foi selecionado para exemplificar o mapeamento preditivo de classes de N_{SPT} . A expressão condicional correspondente à árvore de decisão apresenta é a seguinte:

$$ifelse(RUG_30 < 5.7, ifelse(TOPO_150 < 21.7, ifelse(ALT_REL_30 < 7, A, B), B), B) \quad (3)$$

Esta expressão foi então utilizada para definição de classes de N_{SPT} (A e B) de acordo com as variáveis geomorfológicas. O mapa preditivo resultante, juntamente com as variáveis utilizadas, é apresentado na Figura 6.

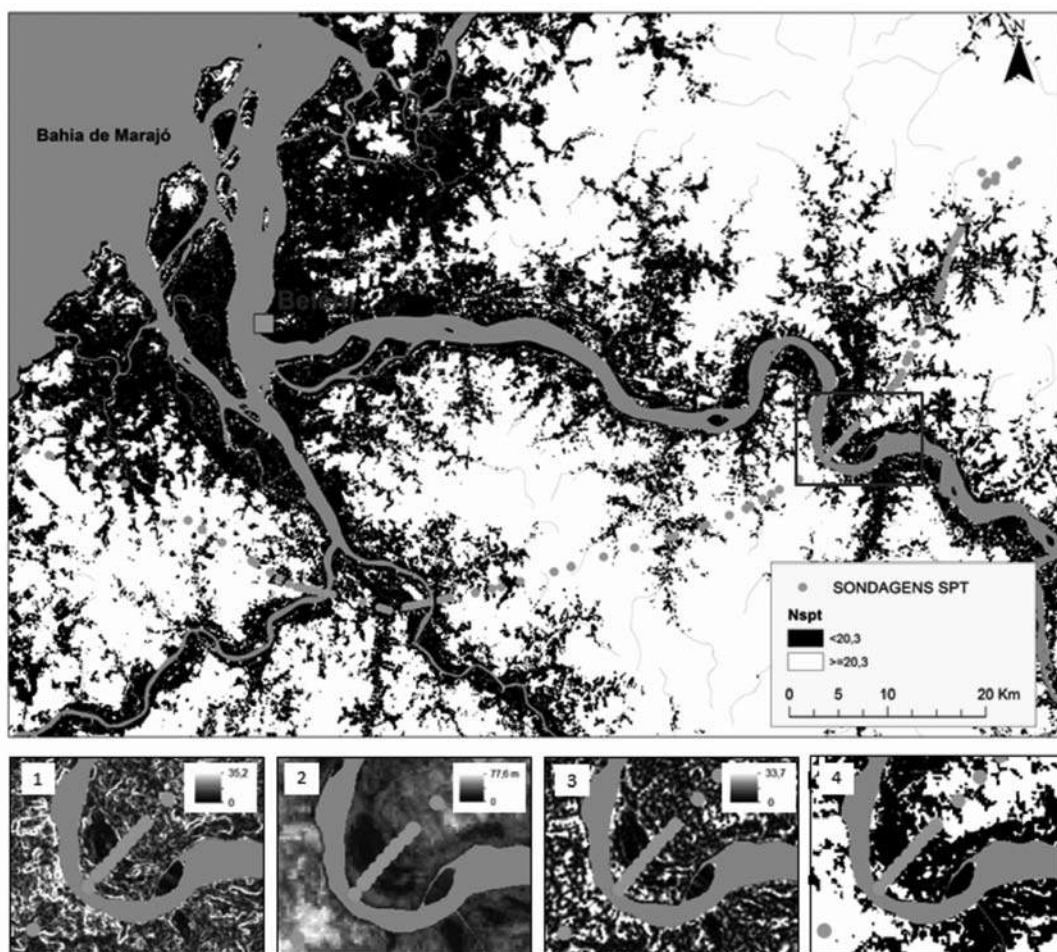


Fig. 6 – Mapa preditivo gerado pela aplicação do modelo do algoritmo J48 com os dados médios de N_{SPT} de dez metros de profundidade. 1– detalhe do mapa de rugosidade, 2 – detalhe do mapa de altitude (resolução de 150 m), 3 – detalhe do mapa de altura relativa, 4 – detalhe do mapa preditivo.

A distribuição das classes na região apresenta um padrão que pode ser relacionado *grosso modo* à organização das zonas com rebaixadas do relevo, onde a presença sazonal ou perene de água é marcada. A classe A, representada pela cor preta, acompanha as principais drenagens e planícies fluviais e flúvio-marinhas da região, como as dos rios Guamá, Acará, Moju e outros de menor dimensão.

Os valores de resistência do solo inferiores junto às zonas com influência da água podem estar relacionados principalmente à ocorrência de argilas moles saturadas na região. Na região metropolitana de Belém, Sampaio Jr. *et al.* (2010) evidenciam a presença de argilas moles que ocorrem com frequência nos terrenos que estão situados em até 4 m acima do nível do mar.

Por outro lado, as áreas por onde se distribui a classe B são caracterizadas por terrenos com maiores altitudes em geral, independentemente se topo, meia vertente ou fundo de vale, e em áreas de platôs. Um dos fatores que podem contribuir para uma maior resistência à penetração dos solos destas zonas é a ocorrência frequente de crostas lateríticas ou fragmentos lateríticos (Kotschoubey *et al.*, 2005; Laurent *et al.*, 2014). A ocorrência de níveis lateríticos nas áreas de relevo de maior altitude, mais dissecado ou em zonas de topo pode se contrapor às ocorrências esparsas destes materiais junto de vales e planícies de aluviais mais expressivos, o que pode ter contribuído para a diferenciação entre as médias de valores de N_{SPT} .

Nesse sentido, no contexto da área estudada, a relação entre relevo e propriedades do solo é evidenciada pelo papel da distribuição da água. Tal como evidenciado por alguns autores, o nível do lençol freático elevado em grandes extensões da região, bem como a presença de argilas moles junto de planícies fluviais e flúvio-marinhas, favorecem a ocorrência de solos de baixa resistência. Por outro lado, a existência de crostas lateríticas intactas ou dismanteladas em diferentes setores do relevo contribuem para os ensaios SPT apresentarem valores maiores de N_{SPT} .

Embora deva ser destacado que os valores delimitados pelo algoritmo de classificação são sujeitos a erros, estes possibilitam tecer um panorama geral do comportamento da resistência do solo na região, baseando-se principalmente no modelo gerado com os valores médios por furo: i) solos com valores de resistência superior se estabelecem em terrenos com maiores altitudes e ii) solos com resistências inferiores se estabelecem em terrenos com baixas altitudes e alturas relativas inferiores.

Com relação às fontes de erros, podem-se destacar aqueles oriundos da execução do ensaio (como a limpeza do furo e altura de queda inadequados), anotação e digitação de dados, localização e georreferenciamento dos furos, interferência do dossel florestal no modelo de elevação e nos procedimentos de transformação e tratamento dos dados.

4 – CONCLUSÕES

Os resultados obtidos sugerem uma relação entre a resistência do solo medida pelo SPT e o condicionamento do relevo sobre o comportamento da água na área de estudo. De forma geral, os melhores modelos indicaram que solos com valores de resistência superior se estabelecem em terrenos com maiores altitudes e solos com resistências inferiores se estabelecem em terrenos com altitudes e alturas relativas inferiores. Obras futuras que demandem informações em nível regional podem se beneficiar destes resultados.

Considerando a aplicação no planejamento de linhas de transmissão e de outras obras lineares, conclui-se que este método pode ser útil, pois os dados de obras já construídas na região podem ser mais bem utilizados, permitindo um melhor aproveitamento de sondagens que *a priori* são restritas a uma obra apenas.

O método não pretende substituir as sondagens, importantes para a definição precisa de parâmetros geotécnicos locais. Porém a utilização também para mapeamentos em nível regional

(escala de dezenas a centenas de quilômetros) pode ser de grande valia para o planejamento de outras linhas de transmissão, principalmente na fase de definição do traçado (roteamento). Informações geotécnicas regionais podem no fim reduzir o custo de sondagens de uma obra, como ao se evitar terrenos muito ruins do ponto de vista geotécnico, que acarreta na realização de mais sondagens ou sondagens mais profundas.

5 – AGRADECIMENTOS

Este estudo foi desenvolvido no contexto do projeto intitulado “Desenvolvimento de Software para Otimização de Traçado de Linhas de Transmissão por Meio de Análise de Riscos Ambientais e Avaliação Geotécnica Aprimorada”, proponente EATE; cooperadas ERTE, ETEP, Lumitrans, STC; executora iX Estudos e Projetos (2014) com recursos previstos no programa de P&D ANEEL 2012/2014. Os autores agradecem às empresas citadas pelo fornecimento de dados, bem como o apoio nos trabalhos de campo, especialmente a Sérgio Pereira de Andrade, e também aos diversos proprietários e responsáveis das áreas onde foram feitas as sondagens.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT NBR 6484 (2001). *Solo - Sondagens de Simples Reconhecimentos com SPT - Método de Ensaio*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- Ashcar, R. (1999). *Recomendações e Informações Técnicas sobre Fundações de Linhas de Transmissão*. VIII Encontro Regional Latino Americano do Cigré, Ciudad del Este.
- Azevedo, C.P.B. (2011). *Projeto de Fundações de Linhas de Transmissão Baseado em Confiabilidade*. Tese. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.
- Beven, K.J.; Kirkby, M.J. (1979). *A Physically Based, Variable Contributing Area Model of Basin Hydrology*. Hydrol. Sci. Bull. Vol. 24, pp. 43-69.
- Brasil (1974). *Folha SA.22 – Belém. Projeto RADAM*. Ministério de Minas e Energia.
- Chagas, C.S. (2006) *Mapeamento digital de solos por correlação ambiental e redes neurais em uma bacia hidrográfica no domínio de mar de morros*. Tese. Universidade Federal de Viçosa.
- Décourt, L. (1989). *The Standard Penetration Test – State of the Art Report*. XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering 1989, Rio de Janeiro, Vol. 4.
- Folle, D. (2002). *O Estudo Geoestatístico de Sondagens SPT para Geração de Mapas Auxiliares em Obras de Engenharia*. Dissertação. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Grunwald, S. (2009). *Multi-criteria Characterization of Recent Digital Soil Mapping and Modeling Approaches*. Geoderma No. 152, pp. 195-207.
- Jenny, H. (1941). *Factors of Soil Formation: A System of Quantitative Pedology*. Dover Publications, New York.
- Kotschoubey, B.; Truckenbrodt, W.; Calaf, J.M.C. (2005). *Evolução Geológica da Porção Meridional da Província Bauxitífera de Paragominas Durante o Neógeno/Pleistoceno (Noroeste da Bacia do Grajaú, Nordeste do Pará e Extremo Oeste do Maranhão)*. Revista Brasileira de Geociências, Vol. 35.

- Landis, J.R.; Koch, G.G. (1977). *The Measurement of Observer Agreement for Categorical Data*. Biometrics. Vol. 33, No.1.
- Laurent, F.; Pocard-Chapuis, R.; Plassin, S. (2014). *Cartographie de la Texture des Sols a Partir du Relief en Amazonie Orientale*. Environnement et géomatique: approches comparées France-Brésil. Rennes.
- Laurent, F.; Rossignol, J.P. (2004). *Cartographie des Propriétés des Sols à Partir de l'Indice Topographique et de la Lithologie: Analyse de la Sensibilité à la Densité d'Observations Pédologiques et Modélisation Agro-hydrologique*. Étude et Gestion des Sols, Vol. 11.
- Lima, R.R.; Tourinho, M.M.; Costa, P.C. (2000). *Várzeas flúvio-marinhas da Amazônia Brasileira características e possibilidades agropecuárias*. Belém: FCAP, Serviço de Documentação Informação, 342p.
- McKenzie, N.J.; Ryan, P.J. (1999). *Spatial Prediction of Soil Properties Using Environmental Correlation*. Geoderma. Vol. 89, No.2, pp. 67-94.
- MME (2015). *Boletim Mensal de Monitoramento do Sistema Elétrico Brasileiro de novembro de 2015*. Ministério de Minas e Energia, Secretaria de Energia Elétrica, Departamento de Monitoramento do Sistema Elétrico, Brasília.
- MME/EPE (2014). *Plano Decenal de Expansão de Energia 2023*. Ministério de Minas e Energia, Empresa de Pesquisa Energética, Brasília.
- Muñoz, V.A.; Valeriano, M.M.; Weill, M.A.M. (2011). *Estudo das Relações Solo-relevo pela Análise Geomorfométrica de Dados SRTM e TOPODATA e a Técnica de Recuperação de Conhecimento a Partir de Mapas*. Anais XV Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto - SBSR, INPE. Curitiba, PR, Brasil.
- Odebrecht, E. (2003). *Medidas de Energia no Ensaio SPT*. Tese. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia de Porto Alegre.
- Quinlan, R. (1993). *C4.5: Programs for Machine Learning*. Morgan Kaufmann Publishers, San Mateo, CA.
- Rennó, C.D. (2009). *Redução dos efeitos do desmatamento sobre modelo digital de elevação SRTM usando imagem TM/LANDSAT*. XIV Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto, Natal, Brasil, pp. 7095-7102.
- Ribeiro, A.J.A.; Silva, C.A.U.; Barroso, S.H.A. (2012). *Proposition of a Geotechnical Mapping Based on Artificial Neural Networks for the Town of Caucaia, Ceará, Brazil for Paving Purposes*. International Journal of Engineering & Technology, Vol. 12, No. 05.
- Riley, S.J.; DeGloria, S.D.; Elliot, R. (1999). *A Terrain Ruggedness Index That Quantifies Topographic Heterogeneity*. Intermountain Journal of Sciences, Vol. 5, No.1-4.
- Ruiz, L.F.C.; Ten Caten, A.; Dalmolin, R.S.D. (2011). *ADtoSIG Software de Conversão*. Universidade Federal de Santa Maria, Vol.1.
- Sampaio Jr., J.L.C.; Silva Junior, D.L.S.; Araujo, M.P.C. (2010). *Estudo da Compressibilidade de Uma Argila Mole da Região Metropolitana de Belém, por Meio de Ensaio de Adensamento*. COBRAMSEG 2010.
- Sandroni, S.S. (2006). *Sobre a Prática Brasileira de Projeto Geotécnico de Aterros Rodoviários em Terrenos com Solos Muito Moles*. COBRAMSEG 2006.

- Silva, D.F. (2008). *Mapeamento Geoestatístico dos Parâmetros N_{SPT} e Torque Máximo de Solos em Parte da Bacia do Ribeirão Cambezinho em Londrina/PR*. Dissertação. Universidade Estadual de Londrina, Londrina.
- Sombroek, W.G., (1966). *Amazon Soils: a Reconnaissance of the Soils of the Brazilian Amazon Region*, Wageningen, NL, 292p.
- Sturaro, J.R.; Landim, P.M.B.; Malagutti Filho, W.; Dourado, J.C. (2012). *Analysis of Soil Compactness of the Urban Area of Bauru / São Paulo State Using Standard Penetration Tests and Seismic Refraction*. São Paulo, UNESP, Geociências, Vol. 31, No. 3, pp. 331-338.
- Sumfleth, K; Duttman, R. (2008). *Prediction of Soil Property Distribution in Paddy Soil Landscapes Using Terrain Data and Satellite Information as Indicators*. Ecological Indicators, Vol. 8, pp. 485-501.
- Ten Caten, A.; Dalmolin, R.S.D.; Ruiz, L.F.C.; Mendonça-Santos, M.L. (2012). *Digital Soil Mapping: Strategy for Data Pre-processing*. Revista Brasileira de Ciência do Solo, 36, pp.1083-1091.
- Torgo, L.F.R.A. (1999). *Inductive Learning of Tree-based Regression Models*. Tese. Faculdade de Ciências da Universidade do Porto.
- Valeriano, M.M.; Rosseti, D.F. (2008). *TOPODATA: Seleção de Coeficientes Geoestatísticos para o Refinamento Unificado de Dados SRTM*. São José dos Campos, INPE.
- Valeriano, M.M. (2005). *Modelo Digital de Variáveis Morfométricas com Dados SRTM para o Território Nacional: O Projeto TOPODATA*. XII Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto – INPE. Goiânia, Brasil.
- Valeriano, M.M. (2008). *TOPODATA: Guia de utilização de dados geomorfológicos locais*. São José dos Campos: INPE.
- Vidal-Torrado, P.; Lepsh, I.G.; Castro, S.S. (2005). *Conceito e Aplicações das Relações Pedologia-Geomorfologia em Regiões Tropicais Úmidas*. Tópicos em Ciências do Solo, nº. 4, pp. 145-192.
- Witten, I. H.; Frank, E. (1999). *Data Mining: Practical Machine Learning Tools and Techniques with Java Implementations*. Morgan Kaufmann.
- Wu, X.; Kumar, V.; Quinlan, J.R.; Ghosh, J.; Yang, Q.; Motoda, H.; McLachlan, G.J.; Ng, A.; Liu, B.; Yu, P.S.; Zhou, Z.; Steinbach, M.; Hand, D.J.; Steinberg, D. (2008). *Top 10 Algorithms In Data Mining*. Knowledge and Information Systems, Vol. 14, pp. 1-37.

INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA POR MEIO DOS MÉTODOS GEOFÍSICOS SP, ELETRORRESISTIVIDADE E GPR

Geotechnical investigation through SP, Electrical Resistivity and GPR geophysical methods

Herson Oliveira da Rocha*

Lúcia Maria da Costa e Silva**

João Andrade dos Reis Júnior***

RESUMO – Este trabalho apresenta os resultados de um estudo geofísico utilizando os métodos do potencial espontâneo (SP), da eletrorresistividade (ER) e radar de penetração no solo (GPR) em parte do estacionamento do Instituto de Geociências (IG) no *campus* da Universidade Federal do Pará (UFPA) em Belém. O resultado de potencial espontâneo aparece na forma de gráficos da distância em função da voltagem, o de resistividade elétrica está apresentado em forma de pseudoseção e o resultado de GPR apresenta-se em formato de radargrama. Os objetivos desse trabalho são localizar e identificar uma tubulação de esgoto constituída de manilhas de concreto e apresentar as principais causas dos constantes alagamentos, bem como mostrar os resultados de um levantamento geofísico aplicado à geotecnia para auxiliar engenheiros civis no imageamento interno de uma estrutura utilizando métodos não invasivos de baixo custo.

SYNOPSIS – This paper presents the results of a geophysical study using the methods of self potential (SP), electrical resistivity (ER) and ground penetrating radar (GPR) in part of the parking lot of the Geosciences Institute (IG) on the campus of the Federal University of Pará (UFPA) in Belém. The result of self potential appears as distance vs. voltage graphs, electrical resistivity is presented in the form of pseudosection and the result of the GPR profile is shown in radargram format. The objectives of this work are to locate and identify a sewer made of concrete pipes and present the main causes of constant flooding, as well as show the results of a geophysical survey applied to geotechnics to assist civil engineers in the internal imaging of a structure using non-invasive, low cost methods.

Palavras Chave – SP, Eletrorresistividade, GPR, Geotecnia, Geofísica.

1 – INTRODUÇÃO

A implantação de obras de Engenharia Civil, principalmente as subterrâneas, exige estudos de caracterização geotécnica para conhecer os materiais que compõem o subsolo e, consequentemente, a localização mais adequada para a obra no terreno, visando minimizar tanto eventuais transtornos causados aos usuários quanto prejuízos aos cofres públicos.

* Professor Assistente da Universidade Federal Rural da Amazônia (UFRA), Campus de Parauapebas – Pará – Brasil, Mestre em Geofísica. E-mail: herson@ufra.edu.br

** Professora Associada da Universidade Federal do Pará (UFPA), Campus Belém, e Pesquisadora do Serviço Geológico do Brasil (SGB/CPRM)/SUREG-Belém – Pará – Brasil, Doutora em Geofísica. E-mail: luciamcs@ufpa.br

*** Professor Adjunto da Universidade Federal Rural da Amazônia (UFRA), Campus de Parauapebas – Pará – Brasil, Doutor em Geodinâmica e Geofísica. E-mail: junioreis03@yahoo.com.br

Com o aumento da demanda de estrutura física básica, por exemplo, tubulações de água, gás, cabos elétricos e de telefonia, garagens subterrâneas, implantação de galerias de águas pluviais, etc., os métodos geofísicos têm atraído o interesse das pesquisas em planejamento urbano e obras de Geotecnia e os testes com os mesmos têm crescido, bem como sua subsequente aplicação nos últimos anos.

O método geofísico mais aplicado em planejamento urbano e obras de Geotecnia é o radar de penetração no solo, ou GPR (*ground penetrating radar*), por se tratar de uma ferramenta que permite, de modo não destrutivo e não invasivo a obtenção rápida de seção da subsuperfície, conhecida como radargrama. Após o processamento, o radargrama guarda tamanha analogia com a seção geológica que pode ser interpretado qualitativamente inclusive por não geofísicos.

Outros métodos eletromagnéticos afora o GPR têm sido experimentados, em especial, o Slingram e, ainda, o método elétrico da Eletrorresistividade. O Slingram fornece seção da subsuperfície também a partir de trabalho rápido, não destrutivo e não invasivo como o GPR, mas possui menor resolução e sua interpretação qualitativa não é imediata para o engenheiro, pois é feita a partir das chamadas componentes do campo magnético resultante em fase e fora de fase obtido para várias frequências e arranjos das bobinas transmissora e receptora. Apenas o Slingram na modalidade LIN (*low induction number*) fornece diretamente seção de resistividade, cuja interpretação qualitativa é mais simples. A Eletrorresistividade, por sua vez, não é destrutiva, mas exige o contato de eletrodos com o meio; ela permite obter seções da subsuperfície de resistividade, por meio de trabalho de campo não tão rápido.

Por que então realizar testes com outros métodos além do GPR? O primeiro motivo é que esses métodos empregam instrumental de custo mais baixo, que exige treinamento para sua operação mais simples do que o GPR. Além disso, enquanto o GPR é especialmente sensível à constante dielétrica do meio (mas também à sua resistividade), os demais métodos são sensíveis apenas à sua resistividade. Em outras palavras, as respostas são diferentes e podem ser complementares ou concorrentes dependendo do conteúdo do meio subsuperficial. Ademais, a resistividade aparente obtida pelos dois métodos (e também as componentes em fase e fora de fase) pode ser transformada com o auxílio de programas de interpretação em seções de resistividade real. Além do mencionado, a penetração do GPR é menor do que a dos demais métodos. Finalmente, testar metodologias diferentes do GPR e inclusive das demais citadas, pode revelar resultados de interesse para trabalhos de Engenharia e outros.

Porsani *et al.* (2006) apresentaram resultados obtidos com o GPR sobre um alinhamento onde foram implantadas manilhas de concreto de diferentes diâmetros no Sítio Controlado de Geofísica Rasa da Universidade de São Paulo. Os resultados permitiram mapear todas as manilhas de concreto enterradas, distinguindo-as quanto ao tamanho, distribuição até à profundidade máxima de 1,5 metros, com uma antena de 250 MHz.

Dias *et al.* (2007) realizaram levantamento GPR em travessias de rios distribuídas ao longo de toda a costa nordestina brasileira. Os resultados mostraram que o método GPR é eficaz no mapeamento de dutos enterrados em áreas de travessias de rios, fornecendo uma base metodológica para trabalhos futuros na área de Geotecnia.

Porsani *et al.* (2012) identificaram a presença de interferências subterrâneas, objetivando mapear a existência de blocos ou elementos de fundação em concreto armado do Edifício Copan, utilizando o GPR. Os resultados auxiliaram os engenheiros do consórcio Via Amarela – Linha 4 em São Paulo a escavar o túnel do Metrô no trecho do edifício Copan com segurança.

Silva & Dias (2012) usaram os métodos elétricos Potencial Espontâneo ou SP (*self potential*) e Eletrorresistividade e os métodos eletromagnéticos Slingram-LIN e GPR em parte da orla fluvial, dentro do *campus* da Universidade Federal do Pará (UFPA), na cidade de Belém, com o objetivo de detetar áreas degradadas pela erosão em estágio crítico, antes de seu desmoronamento. Nesse

estudo, despontou que a Geofísica, mais precisamente o GPR, pode ser útil, inclusive, para avaliar a eficácia da obra de contenção do desmoronamento.

Nesta pesquisa serão apresentados resultados obtidos com os métodos SP, Eletrorresistividade e GPR no estacionamento da Universidade Federal do Pará em Belém, cujos objetivos são verificar a eficácia desses métodos na detecção de tubulação de esgoto constituída de manilhas de concreto e informações úteis para compreender a causa dos alagamentos locais. Para os métodos da Eletrorresistividade e GPR são também apresentados os resultados que seriam esperados a partir da modelagem teórica do problema.

2 – ÁREA DE ESTUDO

2.1 – Localização

A área sob estudo está localizada no interior do *campus* da UFPA, Belém/Pará, em frente à Biblioteca do Instituto de Geociências (IG), nas coordenadas UTM 22 1° 28'29"S, 48°27'30"W, distante cerca de 3 km do centro de Belém (Figura 1).



Fig. 1 – Localização da área de estudo.

2.2 – Clima

A cidade de Belém possui um clima equatorial, quente e úmido. A precipitação média anual fica em torno de 230 mm/ano, com maior frequência de chuvas no primeiro semestre e menor na estação de julho a dezembro. A temperatura média é de 26°C, com máxima de 34°C e mínima de 18°C. A umidade relativa do ar é de 85% (INMET, 2010). Em consequência do clima quente e úmido, não afloram rochas na região, o manto de intemperismo é bastante desenvolvido, e, como o mesmo é rico em umidade e argila, a penetração dos métodos elétricos e eletromagnéticos é dificultada, pois a corrente introduzida perde sua energia pois circula preferencialmente nos estratos mais condutivos.

2.3 – Geologia

As observações geológicas da região metropolitana de Belém indicam três unidades litoestratigráficas: Formação Barreiras, Pós-Barreiras e Sedimentos Holocênicos (Gregório & Mendes, 2009). A Formação Barreiras pertence ao Terciário e é representada por sedimentos continentais argilosos e conglomeráticos com níveis de arenitos ferruginosos, pouco consolidados, com estruturas primárias (estratificações) e conteúdo fóssífero vegetal. O Pós-Barreiras é representado por sedimentos arenosos que variam de alaranjado até totalmente brancos. Essa unidade foi subdividida em duas: fácies areníticos ferruginosos e fácies areníticos diversos. O Quaternário ou Holoceno é representado por areias, siltes, argilas e cascalho, observados principalmente nas margens dos rios que drenam a região metropolitana de Belém (Rosseti & Góes, 2001).

A área do *campus* da UFPA em Belém foi projetada nos terrenos desapropriados que abasteciam de argila uma antiga olaria que funcionava em seu interior. Os buracos deixados pela retirada de argila contribuíam para o alagamento da área, tendo sido necessária a realização de um grande trabalho de aterro hidráulico. Areia de granulometria grossa foi retirada por uma draga de sucção do leito do rio Guamá e lançada nos buracos, acompanhada de sua compactação (Pinto, 2014).

A presença de heterogeneidades da subsuperfície nessas áreas, natural ou introduzida pela ação humana de lavra de argila e posterior aterro, pode ter gerado zonas mais susceptíveis à percolação, devido à introdução de material de maior permeabilidade. Silva & Dias (2012) realizaram um furo de sondagem a trado na orla do *campus* próxima à área de investigação deste trabalho. O aterro possui diferentes espessuras e é menos espesso na orla. O furo realizado, por isso mesmo, permite conhecer os materiais do subsolo a partir de uma penetração pequena. O furo mostra a presença de argila em toda a seção e que o aterro é especialmente bem observado entre 0,18-0,50 m, mas a litologia original só é de fato reconhecida a partir de 0,99 m (Figura 2).

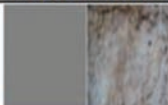
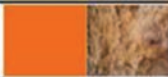
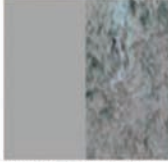
Profundidade (m)	Representação	Descrição
		Camada de húmus Rica em raízes que ajudam na sustentação.
— 0,18 —		Camada Areno-Argilosa Cor amarelada.
— 0,50 —		Camada de Argila e Seixos Cor vermelho-alaranjada contendo concreções ferruginosas.
— 0,67 —		Camada de Silte e Argila Com coloração vermelho- amarelada.
— 0,99 —		Camada Argilosa Com coloração cinza claro, e espessura de pelo menos 46 cm de espessura.
— ≥ 1,45 —		

Fig. 2 – Seção geológica para o furo na orla da UFPA até o nível hidrostático na ocasião do furo. (Silva & Dias, 2012).

3 – LEVANTAMENTO DE DADOS

Primeiramente foi realizada uma visita de reconhecimento da área, para identificação do problema de alagamento e localização da zona com tubulação de 40 cm de diâmetro usada para captação da água pluvial e definição de todas as metodologias geofísicas passíveis de serem adotadas na investigação, tendo em vista os equipamentos disponibilizados pelo Departamento de Geofísica da UFPA.

A campanha geofísica ocorreu num período de dois dias, divididos em duas etapas. A primeira etapa consistiu no levantamento SP. Em seguida foi utilizada a Eletrorresistividade e, ao final, o GPR. Para facilitar a comparação dos resultados, todo o trabalho foi sempre realizado ao longo de um perfil de NS de 10 m de extensão, central e perpendicular à direção da tubulação (WE).

Para compreender os resultados obtidos com a Eletrorresistividade e o GPR foi construído o modelo representando a situação de campo e calculadas as respostas teóricas (ou seja, as medidas que seriam obtidas no campo para o modelo).

3.1 – SP

O SP baseia-se no seguinte princípio: na ausência de um campo elétrico criado artificialmente, é possível medir uma diferença de potencial entre dois eletrodos introduzidos na superfície do terreno. Esse potencial natural ou espontâneo tem várias causas: presença de corpos metálicos, contatos entre rochas de diferentes condutividades, atividade bioelétrica de materiais orgânicos, corrosão, gradientes térmicos, movimento dos fluídos em subsuperfície, correntes telúricas, etc. (Orellana, 1974).

No levantamento foram usados eletrodos não polarizáveis e um voltímetro de elevada impedância de entrada (da ordem de $10^{14} \Omega.m$) (Figura 3). Antes das medidas, os eletrodos foram deixados conectados e imersos em solução de sulfato de cobre (Cu_2SO_4) por um período superior a 12 horas, com a finalidade de equilibrar o potencial de eletrodo. A diferença de potencial entre os dois eletrodos antes do início do trabalho foi de 4 mV.

O levantamento SP foi realizado em estações espaçadas de 0,50 m ao longo do perfil, totalizando 20 estações. Um eletrodo de referência foi colocado a 6 m de distância da primeira estação do perfil de testes, enquanto o segundo percorreu as estações realizando as medidas (Método dos Potenciais). Ainda que o alvo principal fosse a detecção da drenagem, foram realizadas medidas em dois grupos de horários distantes entre si de quase 2 horas a fim de verificar a possibilidade de detectar potencial de fluxo *per ascensum* provocado pela evaporação da água da

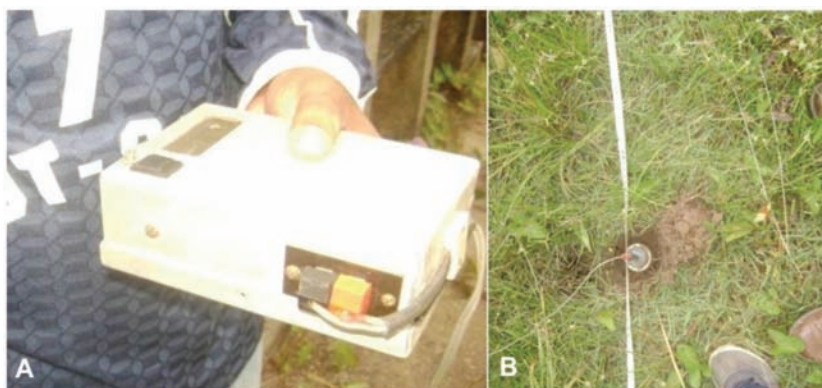


Fig. 3 – Equipamento de SP. (A) Voltímetro. (B) Eletrodo não-polarizável.

chuva no terreno nesse curto período. As estações foram medidas começando às 10 h e depois, novamente, começando às 10h10min. O segundo grupo de medidas começou às 11h36min e 11h47min, mas desta vez foram realizadas duas medidas por estação em cada passagem por estação.

3.2 – Eletorresistividade

No método da Eletorresistividade, uma corrente elétrica é aplicada ao solo através de dois eletrodos metálicos. A corrente atravessa diferentes estratos e corpos enterrados, gerando-se uma diferença de potencial que é medida entre dois outros eletrodos inseridos no terreno. A corrente e a voltagem permitem calcular a resistividade do subsolo. Os valores de resistividade elétrica obtidos sofrem a influência de uma série de fatores como: natureza dos constituintes sólidos do solo, porosidade, grau de saturação, resistividade do fluido nos poros, temperatura, composição da camada catiônica dos argilo-minerais. (Orellana, 1974).

O levantamento de Eletorresistividade foi realizado com o resistivímetro GEOTEST IRPI-1000 Rx de 20 canais, através da técnica de imageamento, que permite obter pseudoseções da subsuperfície. O equipamento permite a verificação automática da resistência de contato entre os eletrodos com o solo e anular eletronicamente o potencial espontâneo de eletrodo que, para as medidas de potencial com o método da Eletorresistividade, são indesejáveis (Figura 4). Foram utilizados os arranjos de eletrodos na configuração Wenner, para 6 níveis de investigação, com eletrodos dispostos a cada 1 m ao longo do perfil.



Fig. 4 – Resistivímetro IRPI – 1000 da GEOTEST.

3.3 – GPR

O GPR faz uso de uma antena transmissora que emite ondas eletromagnéticas de alta frequência (10 – 2.500 MHz) para a subsuperfície do terreno. Havendo contraste nas propriedades elétricas dos materiais em subsuperfície, parte do sinal é refletido e recebido por uma antena receptora, permitindo obter uma imagem de alta resolução da subsuperfície (o radargrama) (Daniels, 1996; Annan, 2002). A profundidade de penetração depende diretamente de uma série de fatores, dentre eles: o espalhamento geométrico, a atenuação pelo terreno, fatores estes ligados à perda de energia durante a propagação da onda eletromagnética. A profundidade de penetração é uma estimativa teórica da profundidade máxima de investigação possível considerando a frequência da onda eletromagnética e o material, considerando sua dispersão (Matos Júnior, 2009).

Os dados GPR foram adquiridos com o equipamento TerraSIRch SIR (Subsurface Interface Radar) System-3000, fabricado pela *Geophysical Survey Systems Inc* (GSSI, 2003), com uma antena de 400 MHz (Figura 5). A investigação foi feita com marcações em intervalos de 1 m ao longo do perfil e janela temporal de 80 ns, sendo o espaçamento entre cada traço de 0,02 m, para rastrear tubulações menores, caso existam, 512 amostras por traço, 64 *scans* por segundo, taxa de transmissão de 100 kHz, velocidade de deslocamento de 0,5 m/s.

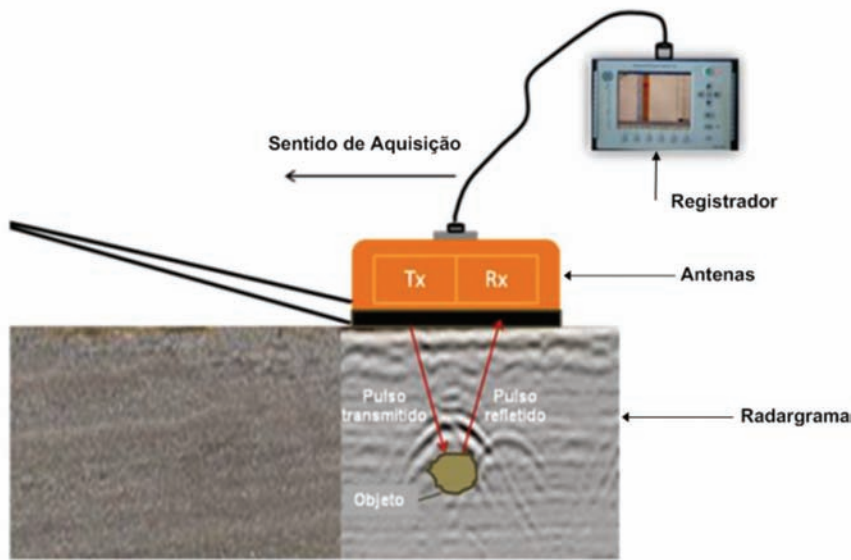


Fig. 5 – Modelo do registro e aquisição dos dados de GPR. (Rocha *et al.*, 2015)

4 – RESULTADOS

4.1 – SP

O perfil com os dados brutos de SP é mostrado na Figura 6. No eixo das abscissas foram lançadas as posições dos pontos de medida (estações) e no eixo das ordenadas, a voltagem medida.

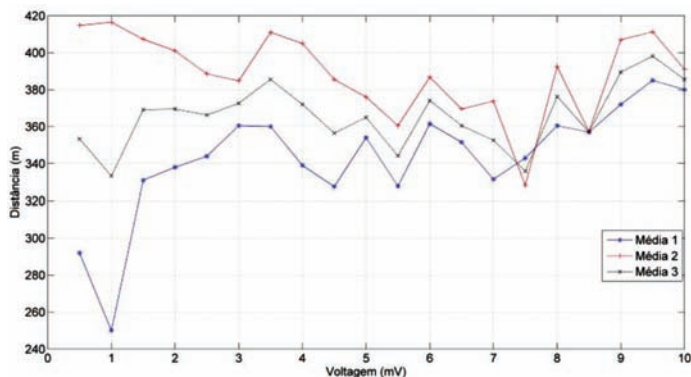


Fig. 6 – Perfil de SP com os dados brutos.

Das medidas obtidas iniciando às 11h36min e 11h47min, apenas as segundas medidas realizadas foram utilizadas, exceto nas estações 1 e 2 afetadas por erraticidade no sinal. Assim, procurou-se evitar o distanciamento ocorrido com as duas primeiras medidas realizadas às 10:00h, provavelmente provocada por correntes telúricas, que são as principais responsáveis por erraticidades a curtos intervalos de tempo.

A Figura 7 mostra a média das medidas iniciadas às 10h e 10h10min (Média 1) bem como a média das medidas iniciadas às 11h36min e 11h47min (Média 2), bem como a média de ambas (Média 3).

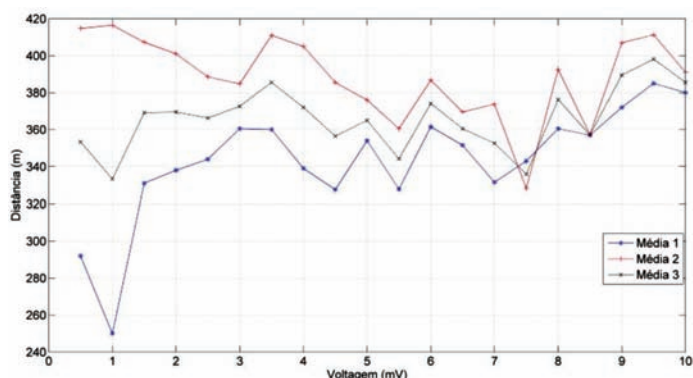


Fig. 7 – Perfil de SP com as médias dos dados.

É conhecido que a eletrofiltração registra o fluxo de aquífero mostrando voltagens espelhadas (ou seja, se a água desce de A para B, a voltagem cresce de A para B) (Orellana, 1974). As figuras mostram que os últimos dados medidos possuem valores mais baixos. Em outras palavras, denotariam movimento ascendente de fluidos. As medidas entre os dois períodos afastam-se mais para as primeiras estações do perfil, onde a topografia é algo mais baixa e a umidade é maior. Essa indicação do SP não é encontrada na literatura e é ainda mais surpreendente em se tratando de um efeito de eletrofiltração *per ascensum* captado em curto espaço de tempo. Isso pode ter ocorrido porque as medidas foram realizadas em período de insolação máxima e por conta da evaporação intensa comum na Amazônia e condições locais. Por outro lado, os resultados não revelam a presença da rede de captação, central ao perfil.

4.2 – Eletrorresistividade

Os valores de resistividade aparente foram interpretados com o *software* RES2DINV versão 3.59 (GEOTOMO, 2003), cuja técnica de inversão usa o vínculo matemático da suavidade entre parâmetros adjacentes. O resultado da interpretação é apresentado na Figura 8. Os dados obtidos a partir das medidas de campo aparecem na pseudoseção do topo. O modelo físico obtido aparece na base da figura. Finalmente, os valores de resistividade que seriam obtidos com esse modelo físico aparecem na porção intermediária da figura para facilitar sua comparação com a pseudoseção de valores medidos acima, pois quanto mais próximas essas duas pseudoseções se encontram, mais provável pode ser o modelo físico resultante da inversão representado na parte inferior da figura.

O modelo físico geoeletrico (Figura 8) obtido após três iterações têm valores de resistividade elétrica entre 31 e 3.477 $\Omega.m$. O ajuste entre a pseudoseção obtida com dados de campo e aquela calculada a partir do modelo físico obtido mostra um erro de 10,8 %, um erro considerável, logo o modelo geoeletrico deve ser considerado um modelo aproximado para o subsolo. Isso ocorre por

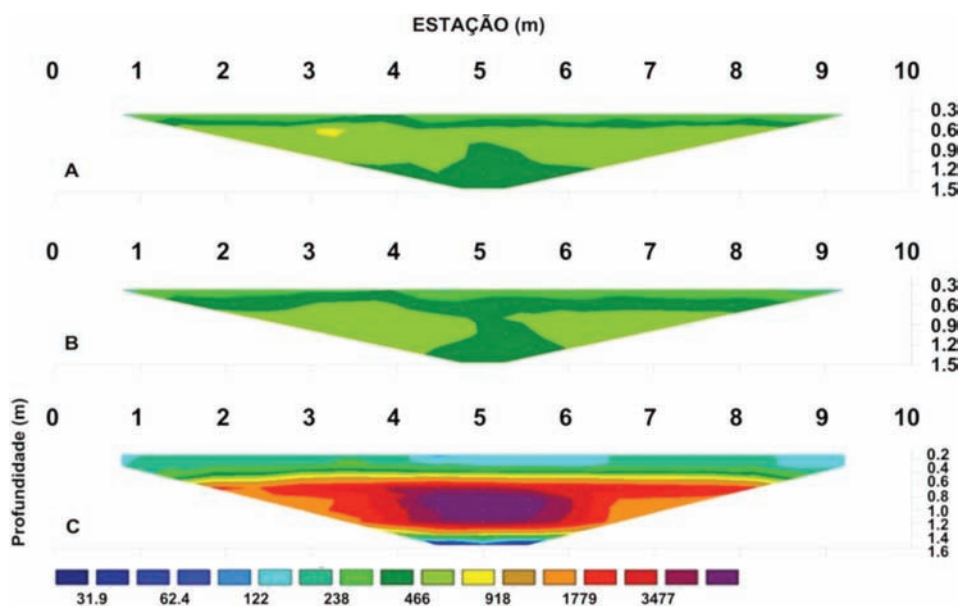


Fig. 8 – Resultados de Eletrorresistividade. (a) Pseudoseção de resistividade aparente obtida a partir dos dados medidos em campo. (b) Pseudoseção de resistividade aparente calculada a partir de: (c) Modelo físico de resistividade, obtido após a inversão dos dados.

que o vínculo da suavidade não descreve a interface brusca da manilha com o subsolo e não se encontra disponível programa com vínculo adequado ao problema.

No modelo obtido para a subsuperfície, é possível verificar a presença de quatro zonas. A primeira ocorre superficialmente, entre as estações 4 e 6 do início do perfil, possui resistividade elétrica em torno de 122 $\Omega.m$ e sugere a presença de solo areno-argiloso úmido, conforme verificado no local, até uma profundidade de aproximadamente 0,3 m. A segunda desenvolve-se entre cerca de 0,3 a 0,7 m de profundidade, entre as estações 1 a 8 aproximadamente, apresenta resistividade variando de 238 a 918 $\Omega.m$ e está provavelmente associada à camada de aterro. A terceira zona aparece entre 0,7 e 0,8 m de profundidade, centrada na estação 5, possui resistividade superior a 1.779 $\Omega.m$ e pode ser interpretada como sendo resultado do efeito da tubulação de captação das águas pluviais do estacionamento do *campus* sobre camada com resistividade muito inferior (provavelmente a camada que corresponde a segunda zona antes descrita). Finalmente, a quarta zona ocorre abaixo da tubulação e mostra resistividade abaixo de 200 $\Omega.m$, provavelmente devido ao acúmulo de líquido resultante da percolação da água com o solo ou por vazamento da tubulação.

Foram construídos dois modelos para simular a situação de campo e calculada a resistividade que seria medida com esses modelos (Figuras 9 e 10). O primeiro modelo compreende uma camada superficial com resistividade de 200 $\Omega.m$ e espessura de 40 cm; uma segunda camada com resistividade de 500 $\Omega.m$ e 80 cm de espessura, na qual foi inserido um corpo de 40 cm de diâmetro com resistividade de 4.000 $\Omega.m$ para simular a tubulação caso estivesse preenchida em quase sua totalidade por ar, e, finalmente, o embasamento com resistividade igual a 200 $\Omega.m$ (Figura 9). O modelo não considerou a presença da zona superficial limitada às estações 4 e 6 do perfil de campo.

O segundo modelo é igual ao primeiro, a menos do corpo usado para simular a tubulação, que agora possui resistividade muito inferior, 100 $\Omega.m$, para simular água em seu interior (Figura 10).

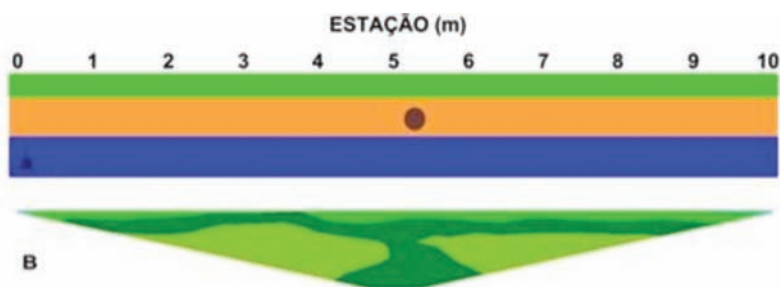


Fig. 9 – Experimento teórico. A) Modelo de três camadas com a tubulação vazia.
B) Pseudoseção que seria obtida com medidas calculadas sobre o modelo.

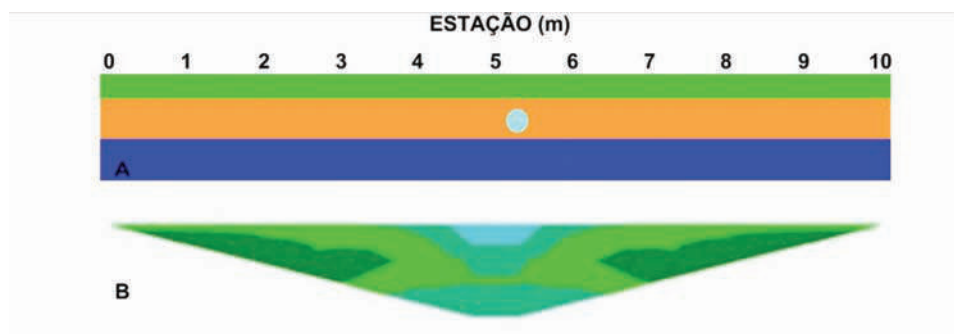


Fig. 10 – Experimento teórico. A) Modelo de três camadas com a tubulação cheia de água.
B) Pseudoseção que seria obtida com medidas calculadas sobre o modelo.

O experimento que mais se aproxima da situação de campo é o primeiro, de modo que pode ser inferido que o cano praticamente não possuía água em seu interior.

A Figura 11 mostra o resultado da interpretação com o *software* RES2DINV das medidas obtidas com o experimento que mais se aproxima da situação de campo. O ajuste entre a pseudoseção construída com dados sintéticos e aquela calculada a partir do modelo físico obtido

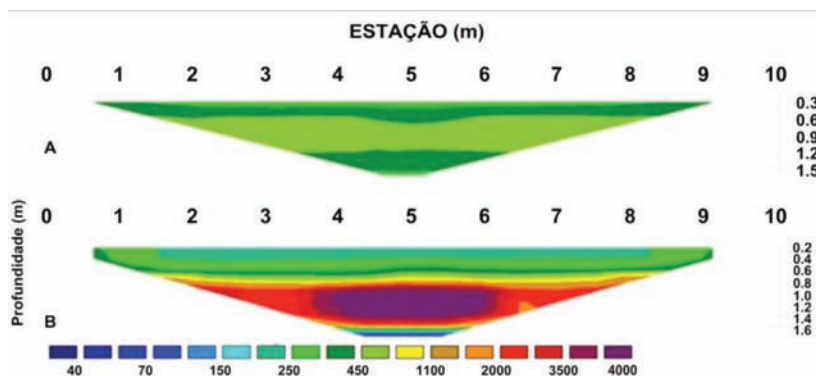


Fig. 11 – Resultados teóricos de Eletrorresistividade para tubulação com ar. (a) Pseudoseção de resistividade aparente calculada a partir de: (b) Modelo físico de resistividade, obtido após a inversão dos dados.

com a inversão mostra um erro de 2,3%, um erro considerável, assim como ocorreu com a interpretação dos dados reais. O modelo físico obtido pela inversão afasta-se consideravelmente do modelo sintético (Figura 11b). Consequentemente, o vínculo da suavidade é o maior empecilho para a recuperação do modelo mostrando a tubulação, cuja informação está contida nos dados sintéticos.

A Figura 12 apresenta o resultado da simulação obtida com o mesmo *software* onde foi simulada a tubulação preenchida por água. O ajuste entre a pseudoseção construída com dados sintéticos e aquela calculada a partir do modelo físico obtido com a inversão mostra um erro de 2,1%, um erro considerável, assim como ocorreu com a interpretação dos dados reais.

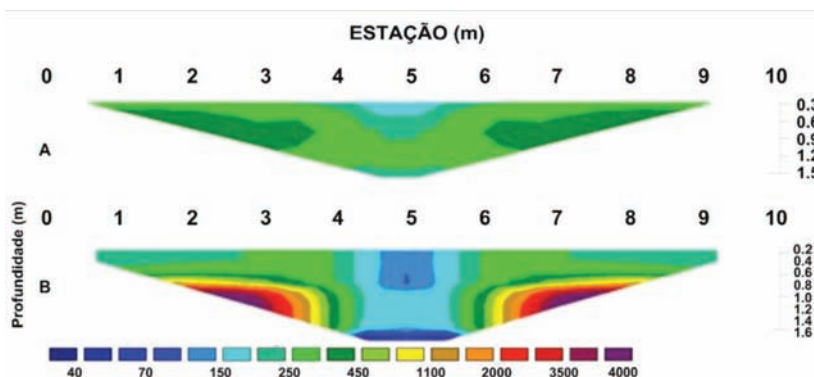


Fig. 12 – Resultados teóricos de Eletorresistividade para tubulação com água.

- (a) Pseudoseção de resistividade aparente calculada a partir de:
- (b) Modelo físico de resistividade, obtido após a inversão dos dados.

4.3 – GPR

O processamento dos dados de GPR foi realizado com o programa *ReflexW*, versão 7.0 (Sandmeier, 1998), cujas etapas são descritas a seguir. (a) Pré-processamento, que consiste na edição, reamostragem espacial e interpolação dos traços. Durante essa etapa foram removidos os traços duplicados, que surgem quando a antena permanece em um mesmo local durante a aquisição, eliminados os efeitos ocasionados pela mudança da velocidade com que o operador desloca a antena e o comprimento do perfil ajustado. (b) Ajuste do tempo zero, que consiste na determinação da chegada da primeira onda refletida. (c) Aplicação de ganho para compensação do decaimento de energia. (d) Filtragens 1D (*dewow* e *bandpass frequency*), para remoção de sinais indesejáveis e 2D, para remoção do *background*. (e) Finalmente, foi realizada a conversão da escala de tempo para profundidade por meio da técnica de ajuste hiperbólico.

O resultado é apresentado no radargrama da Figura 13, em que a distância ao longo do perfil aparece no eixo horizontal e o tempo de ida e volta do sinal no eixo vertical bem como a profundidade obtida pelo ajuste hiperbólico; aparece uma interface contínua por todo o comprimento do perfil, a uma profundidade variando entre 1 e 1,2 m, provavelmente criada pelo aterro compactado. No entanto, destaca-se a anomalia em formato hiperbólico, com elevada amplitude (velocidade de 0,075 m/ns), sob a posição 5 m do início do perfil, a uma profundidade entre 0,6 e 0,8 m. provocada pela tubulação no subsolo. Destaca-se ainda que o radargrama mostra que a camada superficial atenua o sinal, o que sugere maior conteúdo de argila ou água nessa camada.

Foram construídos dois modelos para simular a situação de campo e calculado o radargrama que seria obtido com esses modelos (Figuras 14 e 15). O primeiro modelo (Figura 14) mostra a

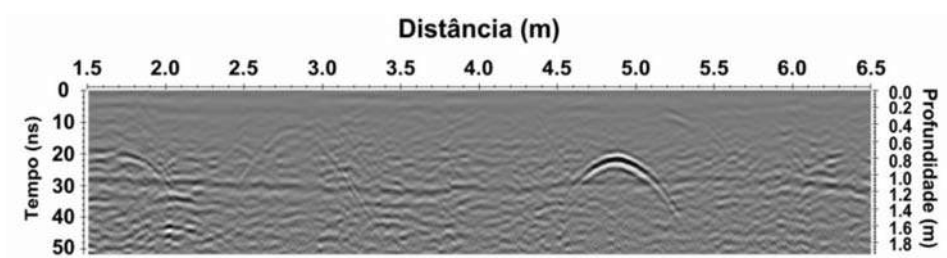


Fig. 13 – Radargrama de GPR mostrando os padrões de reflexão relacionados a interfaces geológicas e geotécnicas presentes na área de estudo.

seção de GPR, a qual secciona a tubulação de modelo preenchido com ar, enquanto que o segundo modelo (Figura 15) simula a tubulação contendo água e ar em seu interior. Na confecção desses radargramas, os valores da constante dielétrica foram estimados a partir da análise das camadas do perfil geológico mostrado na Figura 2. Foram, ainda, utilizados valores de resistividade do perfil geoeletrico, adquirido no mesmo local em que foi adquirido o perfil de GPR.

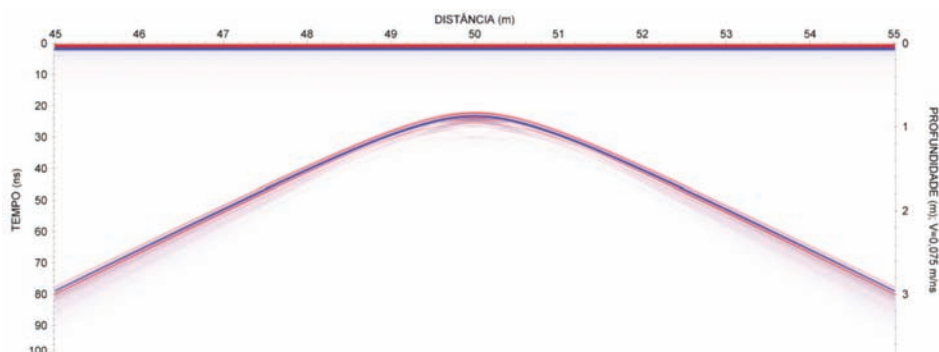


Fig. 14 – Radargrama sintético com a tubulação vazia.

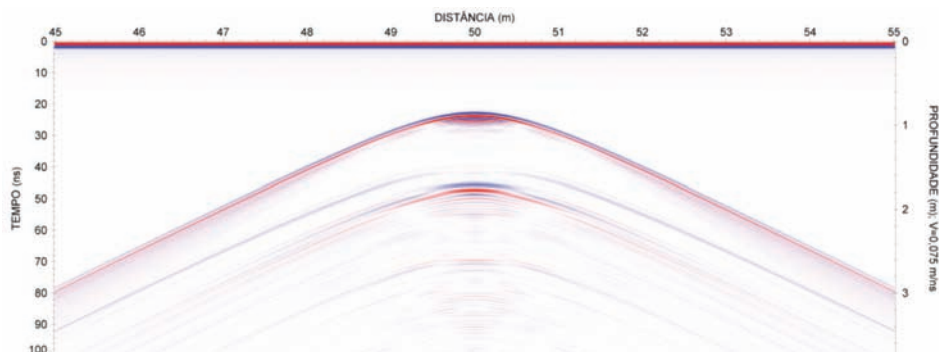


Fig. 15 – Radargrama sintético com a tubulação contendo água e ar.

Os valores de constante dielétrica, bem como os de resistividade usados na construção dos modelos sintéticos são apresentados no Quadro 1.

Quadro 1 – Parâmetros físicos empregados para radargramas sintéticos. (y) espessura da camada (m); (ϵ) constante dielétrica e (σ) condutividade elétrica (S/m).

Unidade Geológica	Y (m)	ϵ	σ (S/m)
Solo areno-argiloso úmido	0 - 4	10	0,005
Entulho	0,7 - 1	8	0,002
Tubulação	0,8 - 1,2	1 (ar); 80 (água)	∞

Os radargramas sintéticos foram criados através do método numérico das diferenças finitas no domínio do tempo (FDTD - *Finite Difference Time Domain*), tendo sido utilizado o software *ReflexW* 7.0. Através do método FDTD, as equações diferenciais são substituídas por diferenças finitas criadas por meio da expansão em série de Taylor e truncamento ao nível de erro desejado (Pozrikidis, 1998). Nas simulações de GPR, o método FDTD tem sido o mais utilizado devido a sua maior precisão e por ser mais robusto que o método de elementos finitos, equações integrais, métodos híbridos e de traçado de raios (Zeng & McMechan, 1997; Cunha, 2003).

Tais simulações foram realizadas utilizando a opção onda plana para simular a propagação da onda eletromagnética em subsuperfície, com uma frequência de 400 MHz, incremento espacial de 0,02 m e incremento temporal de 0,033 ns. O valor do incremento temporal é calculado pelo próprio *software*, respeitando o critério de estabilidade numérica e proporcionando condições de convergência ao sistema (Taflove & Brodwin, 1975; Sandmeier, 1998). E para evitar efeitos de borda, o modelo geofísico foi estendido por 3 vezes o seu comprimento original.

5 – CONCLUSÕES

As investigações geofísicas realizadas possibilitaram o delineamento de anomalias geofísicas associadas a interfaces geotécnicas (manilha de concreto) e geológicas (aterro). Os resultados de SP foram interpretados de maneira qualitativa, pois sofreram variações consideráveis ao longo de um intervalo de observação de 1h47min. Os picos que apareceram no conjunto de medidas podem ter sido provocados por ruídos onde se percebe, entre as estações 3 e 5, uma diminuição dos potenciais observáveis na subsuperfície do terreno possivelmente relacionado à presença da tubulação.

Os resultados de eletrorresistividade mostraram padrões distintos de resistividade elétrica, em que se destaca o alvo (a tubulação) fornecendo respostas resistivas, devido à presença de ar em seu interior, e a zona de baixa resistividade abaixo da tubulação, devido ao acúmulo de líquido resultante da percolação da água com o solo ou por vazamento da tubulação. A modelagem dos dados de eletrorresistividade e de GPR foram fundamentais para verificar se a tubulação estava cheia ou vazia, além de validar os dados adquiridos em campo. O GPR localizou a estrutura em concreto, identificando sua posição e estimando sua profundidade, sendo, portanto, recomendado para estudos de mapeamento de interferências na subsuperfície rasa em apoio às obras subterrâneas em ambiente urbano.

Perante os resultados obtidos, pode-se concluir que a metodologia geofísica, aliada às informações diretas, utilizada para caracterização geotécnica-geológica mostra-se muito eficaz, proporcionando detalhamento com grande resolução em estruturas de concreto, sendo assim, uma ferramenta tecnológica de alta precisão para obras de engenharia, o que é consenso entre os

geofísicos. Com isso, as informações geofísicas são essenciais na tomada de decisão para manutenção da rede de esgoto e recomenda-se, em caso de escavação na área, cautela próxima às regiões onde foram localizadas anomalias hiperbólicas possivelmente associadas a interferências presentes no subsolo.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Programa de Pós-graduação em Geofísica do Instituto de Geociências (IG) da Universidade Federal do Pará (UFPA) pela estrutura, suporte e logística proporcionada à realização desta pesquisa.

7 – REFERÊNCIAS

- Annan, A.P. (2002). *Ground Penetrating Radar*, workshop notes: Sensor and Software Inc., Mississauga, Ontário, Canadá.
- Cunha, M.C.C. (2003). Métodos Numéricos, 2ª ed. Ed UNICAMP, Campinas, SP.
- Daniels, J.J. (1996). *Ground Penetrating Radar*. The Institution of Electrical Engineers, London, United Kingdom. 300p.
- Dias, A.P.; Botelho, M.B.; Borges, W.R.; Marques, R.M. (2007). *Avaliação Sobre a Eficiência do Radar de Penetração no Solo (GPR) na Detecção de Dutos em Travessias de Rios*. X International Congress of the Brazilian Geophysical Society, Rio de Janeiro, Brasil.
- GEOTOMO SOFTWARE (2003). *Geoelectrical Imaging 2D & 3D*: disponível em www.geoelectrical.com.
- Gregório, A.M.S.; Mendes, A.C. (2009) *Batimetria e Sedimentologia da Baía de Guajará, Belém, Estado do Pará, Brasil*. Revista Amazônia: Ciência & Desenvolvimento, v. 5, n. 9.
- GSSI. (2003). User's Manual. Version 7.0. Geophysical Survey Systems, Inc., North Salem, NH.
- INMET (2010). Rede de Monitoramento de Eventos Extremos na Amazônia. Dados diários de precipitação pluviométrica em Belém, estação convencional do Instituto Nacional de Meteorologia, Belém.
- Matos Jr., O.S.(2009). *Modelagem e levantamento GPR em estruturas de concreto com antena de 400 MHz*. Trabalho de Conclusão de Curso. UFPA, Instituto de Geociências, Belém. 54p.
- Orellana, E. (1974). *Prospección Geoeléctrica por Campos Variables*. Madrid, Paraninfo, 561p.
- Pinto, W. (2014). Beira do Rio. Jornal da Universidade Federal do Pará. Disponível em: www.ufpa.br/beiradorio/novo/index.php/2007/108-edicao-especial-50-anos-da-ufpa/309-a-fundacao-do-campus-pioneiro-da-ufpa: acessado 30/10/14.
- Porsani, J.L.; Borges, W.R.; Rodrigues, S.I.; Hiodo, F.Y. (2006). *O Sítio Controlado de Geofísica Rasa do IAG/USP: Instalação e Resultados GPR 2D-3D*. Revista Brasileira de Geofísica (Impresso), Rio de Janeiro, v. 24, pp. 49-61.
- Porsani, J.L.; Ruy, Y.B.; Ramos, F.P.; Yamanouth, G.R.B. (2012). *GPR applied to mapping utilities along the route of the Line 4 (yellow) subway tunnel construction in São Paulo City, Brazil*. Journal of Applied Geophysics, v. 80, pp. 25-31.
- Pozrikidis, C. (1998). *Numerical Computation in Science and Engineering*, 1ª ed. Oxford University Press, New York (USA). 627 p.

- Rocha, H.O.; Silva, M.W.C.; Marques, F.L.T.; Leite Filho, D.C. (2015). *Gradiometria magnética e radar de penetração no solo aplicados em estearias de Penalva (MA)*. Geologia USP. Série Científica, v. 15, pp. 3-14.
- Rossetti, D.F.; Góes, A.M. (2001). *Imaging Upper Tertiary to Quaternary deposits from northern Brasil applying ground penetrating radar*. Revista Brasileira de Geociências, Curitiba, v.31 n. 2, pp. 101-128.
- Sandmeier, K.J. (1998). *Manual do software ReflexW*, version 4.2. Karlsruhe.
- Silva, L.M.C.; Dias, G.N. (2012). *Inspeção da eficácia de obras de contenção de erosão por meio do GPR*. Geotecnia (Lisboa), nº 126, pp. 53-60.
- Taflove, A.; Brodwin, M.E. (1975). *Numerical Solution of Steady-State Eletromagnetic Scattering Problems Using the Time-Dependent Maxwell's Equations*. IEEE Transactions on Microwave Theory and Techniques. v. MTT-23, pp. 623-630.
- Zeng, X.; McMechan, G.A. (1997). *GPR characterization of buried tanks and pipes*. Geophysics, 62 (3), 797-806.



- > *Prospecção Geotécnica*
Site Investigation
- > *Consultoria Geotécnica*
Geotechnical Consultancy
- > *Obras Geotécnicas*
Ground Treatment-Construction Services
- > *Controlo e Observação*
Field Instrumentation Services and Monitoring Services
- > *Laboratório de Mecânica de Solos*
Soil and Rock Mechanics Laboratory

Certificada ISO 9001 por



Geocontrole



Parque Oriente, Bloco 4, EN10
2699-501 Bobadela LRS
Tel. 21 995 80 00
Fax. 21 995 80 01
e.mail: mail@geocontrole.pt
www.geocontrole.pt


Geocontrole
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA



TEIXEIRA DUARTE ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES, S.A.

- **Sede**
Lagoas Park – Edifício 2
2740-265 Porto Salvo - Portugal
Tel.: (+351) 217 912 300
Fax: (+351) 217 941 120/21/26
- **Argélia**
Parc Miremont – Rua A, N°136 - Bouzareah
16000 Alger
Tel.: (+213) 219 362 83
Fax: (+213) 219 365 66
- **Espanha**
Avenida Alberto Alcocer, nº24 – 7º C
28036 Madrid
Tel.: (+34) 915 550 903
Fax: (+34) 915 972 834
- **Angola**
Alameda Manuel Van Dunen 316/320 - A
Caixa Postal 2857 - Luanda
Tel.: (+34) 915 550 903
Fax: (+34) 915 972 834
- **Brasil**
Rua Iguatemi, nº488 – 14º - Conj. 1401
CEP 01451 - 010 - Itaim Bibi - São Paulo
Tel.: (+55) 112 144 5700
Fax: (+55) 112 144 5704
- **Moçambique**
Avenida Julius Nyerere, 130 – R/C
Maputo
Tel.: (+258) 214 914 01
Fax: (+258) 214 914 00

www.teixeiraduarte.pt

1. TECCO® SYSTEM³ teste em escala real, Suíça, outubro 2012
2. TECCO® SYSTEM³ instalação, B462, Alemanha
3. Ângulo máximo de inclinação de 85° durante o teste de campo



TECCO® SYSTEM³ – Seu talude estabilizado

... validado por teste em escala real com inclinação do talude de até 85°.

A malha de aço de alta resistência TECCO®, as placas de ancoragem e garras de conexão TECCO®, juntas, estabilizaram com sucesso 230 toneladas de cascalho com 85° de inclinação em um ensaio em escala real.

- moldura de teste com dimensões 10 x 12 x 1.2m
- espaçamento dos grampios 2.5m x 2.5m, utilizando Gewi 28mm

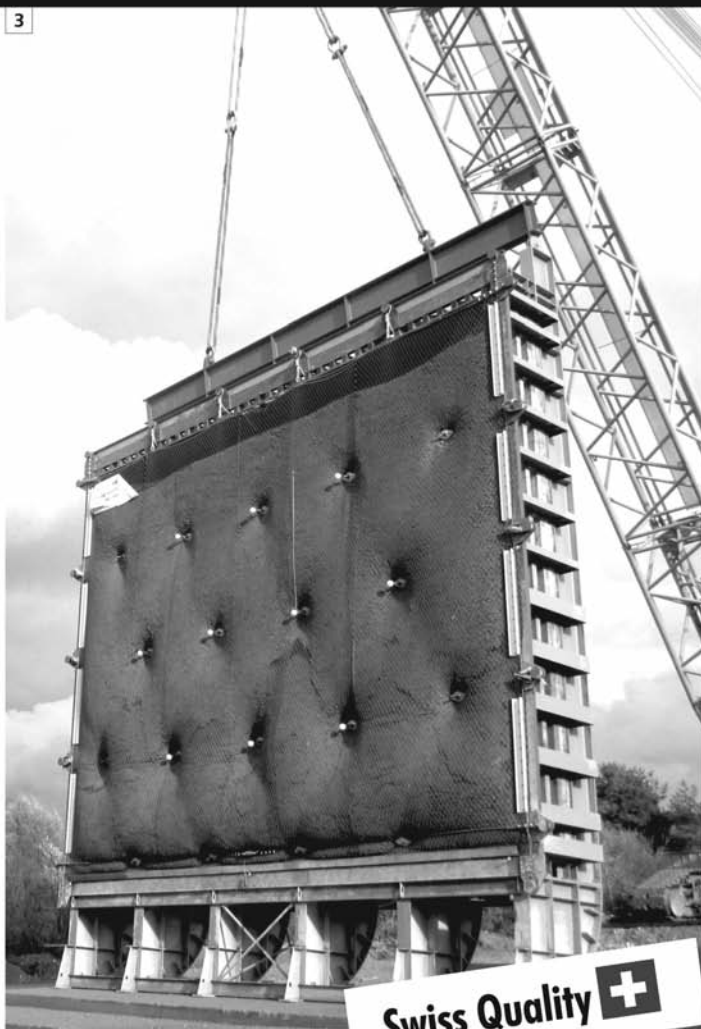
Para um estudo preliminar de solução de estabilização ou de riscos de desastres naturais nas obras em que você atua, entre em contato conosco através do e-mail info@geobrugg.com



Assista ou escaneie nosso filme com instalação TECCO® em www.geobrugg.com/slopes



Geobrugg AG, Geohazard Solutions
Rua Visconde de Pirajá, 82 sl.606
Ipanema - Rio de Janeiro • 22410-003
Fone: +55 21 3624.1449
Cel: +55 21 99979.1288
www.geobrugg.com



Swiss Quality

SOLOS MOLES?



CPR[®]

CONSOLIDAÇÃO PROFUNDA RADIAL

**O MAIS RÁPIDO E EFETIVO
TRATAMENTO PARA SOLOS MOLES**

Processo de adensamento de solo mole, eficientemente controlado, monitorando-se o grau de consolidação desejado.



Vantagens do CPR

- 100% específico para solos moles;
- Mobilização rápida;
- Ausência de transtornos à obra;
- Ampla gama de aplicações;
- Ausência de aterros, refugos e lama;
- Técnica não destrutiva;
- Alternativa super econômica, além de prazos extremamente curtos em relação à substituição de solos, aterros temporários, colunas granulares e estaqueamentos;
- Alcança profundidades de tratamento onde técnicas clássicas são limitadas;
- Acesso a locais restritos, limitados e difíceis, sem interferência com a rotina do cliente;
- Melhor custo benefício;
- Perfeito para reforço de fundação.

www.engegraut.com.br

Para maiores informações, entre em contato com nosso departamento de geotecnia. A marca CPR[®] e a tecnologia Consolidação Profunda Radial são patentes da ENEGRAUT.

SPECIALISTS IN GEOTECHNICAL IN-SITU TESTS AND INSTRUMENTATION

GEOTECHNICAL SERVICES (onshore and offshore)

IN-SITU TESTS

Seismic CPT
Cone Penetration Testing Undrained-CPTu (cordless system)
Vane Shear Testing (electrical apparatus)
Pressuremeter Testing (Menard)
Flat Dilatometer Test-DMT (Machetti)
Standard Penetration Test-SPT-T

INSTRUMENTATION

Instrumentation, installation and direct import
Routine Monitoring
Operation and Maintenance
Engineering analyses
Consultancy, design & geotechnical engineering services

SAMPLING

Soil sampling and monitoring
Groundwater sampling and monitoring
Field and laboratory testing

ENVIRONMENTAL

Environmental Services
Soil and groundwater sampling and monitoring
Field and laboratory testing

0800 979 3436

São Paulo: +55 11 8133 6030

Minas Gerais: +55 31 8563 2520 / 8619 6469

www.deltageo.com.br deltageo@deltageo.com.br



geofix

A maior carteira de
clientes privados do
Brasil, e o maior índice
de repetição absoluta.

Dentre os tipos de serviços, destacam-se projetos
de controle ambiental tais como: recuperação de
solos degradados; confinamento de lençol
freático contaminado; construção de filtros e
captação de material; contenção de poluentes.

**Pionismo que se traduz em confiança
e qualidade para sua obra.**



www.geofix.com.br



15

Deutsche Technologie e um toque brasileiro.

Fundada há mais de 150 anos na Alemanha, a Huesker é hoje uma referência mundial em geossintéticos. Aqui no Brasil, adicionamos um toque bem brasileiro a toda a qualidade e tecnologia dos nossos produtos.

Proximidade, envolvimento e flexibilidade são os fatores que, nestes 15 anos, nos permitiram desenvolver soluções sob medida para cada caso e manter relações duradouras com nossos clientes.

Isso é a **tecnologia alemã** e o **abraço brasileiro** a seu serviço.

Fale com a Huesker:
www.huesker.com.br
huesker@huesker.com.br
(12) 3903.9300

 **HUESKER**
Tecnologia alemã, *Deutsche Technologie,*
abraço brasileiro. *brasilianische Umarmung.*

© 2014 HUESKER

CONSULTORES DE ENGENHARIA E AMBIENTE

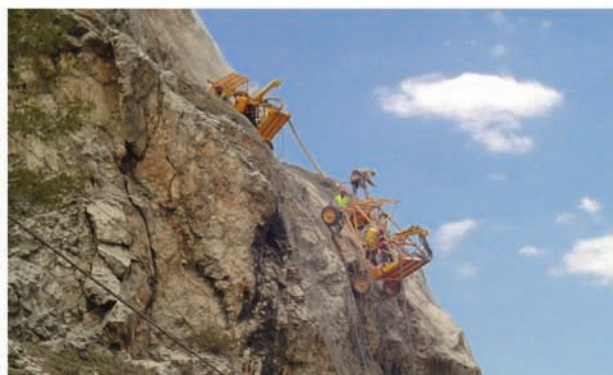


COBA



GEOLOGIA E GEOTECNIA

Hidrogeologia • Geologia de Engenharia • Mecânica das Rochas • Mecânica de Solos
Fundações e Estruturas de Suporte • Obras Subterrâneas • Obras de Aterro
Estabilidade de Taludes • Geotecnia Ambiental • Cartografia Geotécnica



- Planeamento de Recursos Hídricos
- Aproveitamentos Hidráulicos
- Produção e Transporte de Energia Eléctrica
- Sistemas de Abastecimento de Água e de Águas Residuais e Pluviais
- Agricultura e Desenvolvimento Rural
- Infra-estruturas Rodoviárias, Ferroviárias e Aeroportuárias
- Ambiente
- Estruturas Geotécnicas
- Cartografia e Cadastro
- Controle de Segurança e Reabilitação de Obras
- Gestão e Fiscalização de Empreendimentos



PORTUGAL

REGIÃO CENTRO E SUL

Av. 5 de Outubro, 323
1649-011 LISBOA
Tel.: (351) 210 125 000, (351) 217 925 000
Fax: (351) 217 970 348
E-mail: coba@coba.pt
www.coba.pt

Av. Marquês de Tomar, 9, 6.º
1050-152 LISBOA
Tel.: (351) 217 925 000
Fax: (351) 213 537 492

REGIÃO NORTE

Rua Mouzinho de Albuquerque, 744, 1.º
4450-203 MATOSINHOS
Tel.: (351) 229 380 421
Fax: (351) 229 373 648
E-mail: engico@engico.pt

ANGOLA

Praceta Farinha Leitão, edifício nº 27, 27-A - 2.º Dia
Bairro do Maculusso, LUANDA
Tel./Fax: (244) 222 338 513
E-mail: geral.coba-angola@netcabo.co.ao

MOÇAMBIQUE

Centro de Escritórios, Pastana Rovuma Hotel,
Rua da Se nº 114, 4.º Andar - 401 A, MAPUTO
Tel.: (258) 21 328 813
Fax: (258) 21 016 165
Tlm: (258) 820 047 454
E-mail: coba.mz@gmail.com

ARGÉLIA

09, Rue des Frères Hachine
El Biar - 16606, ARGEL
Tel.: (213) 21 922 802
Fax: (213) 21 922 802
E-mail: coba.alger@coba.pt

BRASIL

Rio de Janeiro
Rua Buenas Aires 68, 25º
Centro, Rio de Janeiro, RJ - CEP 20.070-022
Tel.: (55 21) 3553 67 30
Tel.: (55 21) 8366 00 06
geral@coba.com.br

Fortaleza

Av. Senador Virgílio Távora 1701, Sala 403
Aldeota - Fortaleza CEP 60170 - 251
Tel.: (55 85) 3244 32 85
Fax: (55 85) 3244 32 85
E-mail: coba1@eisenhower.com.br

EMIRATOS ÁRABES UNIDOS

LLJ Business Center, Al Jazeera Stadium
PO Box 38360, Abu Dhabi - U.A.E.
Tel.: (971) 2 495 0675
Fax: (971) 2 4454672



Construction over Soft Soils



Surficial Stabilisation Systems

SOILS AND ROCKS PROBLEMS? WE HAVE THE SOLUTION



Rockfall Protection Barriers



Foundation and Basal Reinforcement

BRASIL
Phone: 55 (11) 4525-5000
Fax: 55 (11) 4599-4275
maccaferri@maccaferri.com.br
www.maccaferri.com.br

PORTUGAL
Phone: (351) 218 968 282
Fax: (351) 218 968 078
portugal@abianchini.pt
www.abianchini.es

MACCAFERRI
Engineering a better solution



TPF

PLANEGE CENOR

www.tpfplanege.pt www.cenor.pt



GEOLOGIA - GEOTECNIA - FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS



BARRAGENS DE ATERRO - OBRAS SUBTERRÂNEAS - ESTRUTURAS DE SUPORTE



FUNDAÇÕES ESPECIAIS - TRATAMENTO DE TERRENOS - GEOMATERIAIS

TPF PLANEGE CENOR

PORTUGAL | ANGOLA | ARGÉLIA | EMIRADOS ÁRABES UNIDOS
MACAU | MOÇAMBIQUE | ROMÉLIA | TIMOR LESTE | TURQUIA

Rua das Vigias, 2 . Piso 1 | Parque das Nações | 1990-506 LISBOA . PORTUGAL

T +351.218 437 300 | F +351.218 437 301 | E cenor@cenor.pt



PROVA DE CARGA ESTÁTICA

Célula Expansiva Hidrodinâmica®

DISPENSA SISTEMA DE REAÇÃO

- Ideal para qualquer capacidade de carga.
- Economia, segurança e rapidez na execução.
- Indicado para todos os tipos de fundação.
- Pioneira mundial em prova de carga estática bidirecional.

“Há 44 anos desenvolvendo nossas tecnologias, soluções inteligentes e criativas dentro da engenharia de solos.”

REFORÇO DE FUNDAÇÕES MICROESTACA ARCOS®:

- Ideal para reforço de fundações e cravação de estacas em locais de difícil acesso.
- Economia, segurança e rapidez na execução.



Desde 1969

+55 31 3274.0155 | www.arcos.eng.br
Belo Horizonte - MG - Brasil

ARCOS 44
engenharia de solos anos

APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS

Os trabalhos a publicar na revista Geotecnia são classificados como "Artigos", "Notas Técnicas" e "Discussões" de artigos anteriormente publicados na revista. Artigos que descrevam o estudo de casos de obra envolvendo trabalho original relevante na prática da engenharia civil são particularmente encorajados.

A decisão de publicar um trabalho na revista compete à Comissão Editorial, competindo-lhe também a respetiva classificação. Cada trabalho será analisado por pelo menos três revisores. Os pareceres dos revisores serão apresentados no prazo de um mês.

As Instruções para os Autores e o "Template" para formatação de originais podem ser obtidos de <http://www.spgeotecnia.pt>.

A submissão dos trabalhos à revista Geotecnia é efetuada através da página eletrónica com o endereço <http://www.revistageotecnia.com/>. Através dessa plataforma, far-se-á a comunicação entre a direção da revista, o corpo editorial e os autores para a revisão dos trabalhos. Outras informações e esclarecimentos adicionais podem ser pedidos a:

Direção da Revista Geotecnia
SPG, a/c LNEC
Av. Brasil, 101
1700-066 Lisboa
Portugal
E-mail: editor@revistageotecnia.com

PRESENTACIÓN DE ORIGINALES

Los trabajos para publicar en la revista Geotecnia se clasifican en "Artículos", "Notas Técnicas" y "Discusiones" de artículos anteriormente publicados en la revista. Se recomiendan especialmente artículos que describan el estudio de casos de obra que incorporen trabajos originales relevantes en la práctica de la ingeniería civil.

La decisión de publicar un trabajo en la revista compete a la Comisión Editorial, correspondiéndole también la respectiva clasificación. Cada trabajo será analizado por al menos tres revisores. Los revisores presentarán sus pareceres sobre los artículos en el plazo de un mes.

Las Instrucciones para los Autores y el "Template" para formatear originales pueden ser obtenidos en <http://www.spgeotecnia.pt>.

La remisión de los trabajos a la revista Geotecnia se efectúa a través de la página electrónica con la dirección <http://www.revistageotecnia.com/>. A través de esta plataforma se realizará la comunicación entre la dirección de la revista, el cuerpo editorial y los autores para la revisión de los trabajos. Informaciones y esclarecimientos adicionales pueden solicitarse a:

Dirección de la Revista Geotecnia
SPG, a/c LNEC
Av. Brasil, 101
1700-066 Lisboa
Portugal
E-mail: editor@revistageotecnia.com

- 3 **Editorial**
José Couto Marques
- 5 **Desenvolvimento da Geotecnia. Algumas perspectivas específicas (1)**
Antônio Silva Cardoso, Pedro Alves Costa
- 47 **Efeito do zinco e cobre na desagregação de seis solos do Distrito Federal, Brasil**
Newton Moreira de Souza, Maria Eugenia Gimenez Boscov, Cláudia Marcia Coutinho Gurjão
- 63 **Argila siltosa profunda de Rio Grande – Análise da variação de parâmetros geotécnicos**
Cristina Lemos Goularte, Cezar Augusto Burkert Bastos, Cláudio Renato Rodrigues Dias
- 79 **Determinação do quake do fuste de estacas pré-moldadas de concreto através de provas de carga estática e ensaios de carregamento dinâmico**
Daniel Kina Murakami, Faïçal Massad
- 99 **Avaliação da durabilidade de geossintéticos através de equipamento de degradação em laboratório**
Paulo Cesar de Almeida Maia, Raquel Ofrante Salles, Gustavo de Castro Xavier
- 113 **Modelagem geoestatística aplicada à elaboração de modelos geológicos**
Bruno Rodrigues de Oliveira, Gabriela Branquinho Antônio
- 125 **Mapeamento de valores de N_{SPT} como subsídio ao planejamento de linhas de transmissão na Amazônia Oriental**
Reinis Osis, Rodolfo Mendes de Lima, Maíra Dzedzej, Afonso Henriques Moreira Santos, Luiz Czank Junior, Eden Luiz Carvalho Junior, Leandro Silva Rodrigues
- 141 **Investigação geotécnica por meio dos métodos geofísicos SP, Eletroresistividade e GPR**
Herson Oliveira da Rocha, Lúcia Maria da Costa e Silva, João Andrade dos Reis Júnior