

135 novembro
noviembre
2015

GEOTECNIA



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica



N.º 135 – novembro/noviembre 2015

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 Madalena Barroso, LNEC, Portugal	César Sagaseta, U. Cantabria, Espanha Paulo Cesar Maia, UENF, Brasil	José Estaire, CEDEX, Espanha 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 publicandose ininterrumpidamente, editando-se, 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

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

<p> SPG A/ LNEC Av. do Brasil, 101 1700-066 Lisboa, Portugal Tel.: (+351) 21 844 3859 Fax: (+351) 21 844 3021 E-mail: spg@lnc.pt http://www.spgeotecnia.pt</p>	<p> 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</p>	<p> 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</p>
---	---	---

Distribuição gratuita aos membros da SPG, da ABMS e da SEMSIG. Distribución gratuita a los miembros de la SPG, de la ABMS y de la SEMSIG.

Execução gráfica: Impressão na Cor Comum em Portugal. **Ejecución gráfica:** Impresa por Cor Comum em Portugal.

ISSN 0379-9522 – Depósito Legal em Portugal: 214545/04

- | | | |
|-----|--|--|
| 3 | Editorial | José Couto Marques |
| 5 | Desenvolvimento da Geotecnia.
Condicionantes gerais e específicas | António Silva Cardoso |
| 41 | Consideração de detalhes executivos
no projeto de taludes com solo
grampeado | Denise Maria Soares Gerscovich
Alberto de S. Ferraz Jardim Sayão
André Pereira Lima
Cauê Antonio Barreto Rosa |
| 67 | Carta de suscetibilidade a
movimentos de massa e erosão do
município de Ipojuca-PE | Fernanda Soares de Miranda Torres
Roberto Quental Coutinho
Cristiana Coutinho Duarte
Jéssica Bezerra de Menezes
Drielly Naamma Fonsêca
Pedro Augusto dos S. Pfaltzgraff |
| 89 | Métodos semiempíricos <i>versus</i>
ensaios de carregamento dinâmico
em estacas | Jean Felix Cabette
Heloisa Helena Silva Gonçalves
Fernando Antônio M. Marinho |
| 115 | Estaca hélice contínua instrumentada:
previsão de carga de ruptura por
métodos semiempíricos vs. prova
de carga | Carla Therezinha Dalvi B. Alledi
Enivaldo Minette
Paulo José Rocha de Albuquerque
Uberescilas Fernandes Polido |
| 129 | Caracterização geotécnica da rocha
calcária de João Pessoa/PB | Nelci Rones Pereira de Sousa
Anderson Borghetti Soares |
| 159 | Critérios de engenharia para
classificação de materiais de
escavação em valas | Silvrano Adonias Dantas Neto
Francisco Chagas da Silva Filho
Adriano Frutuoso da Silva |

Editorial

José Couto Marques

Editor da Revista Geotecnia

A Revista Geotecnia tem o grato prazer de iniciar no presente número a publicação de uma série de quatro artigos da autoria do Professor António Silva Cardoso, que constituem uma versão expandida da XXXI Lição Manuel Rocha, proferida no dia 10 de novembro de 2014, no Auditório 2 da Fundação Calouste Gulbenkian em Lisboa, em que foi abordado o tema “Perspetivas de Desenvolvimento da Geotecnia”.

Em complemento são apresentados seis trabalhos sobre um conjunto de assuntos de grande interesse geotécnico, envolvendo questões de projeto (reforço de taludes, estacas), ambientais (processos erosivos) e de caracterização/classificação (rocha calcária, materiais de escavação).

La Revista Geotecnia tiene el placer de iniciar en el presente número la publicación de una serie de cuatro artículos a cargo del Profesor António Silva Cardoso, que constituyen una versión expandida de la XXXI Conferencia Manuel Rocha, proferida el día 10 de noviembre de 2014, en el Auditorio 2 de la Fundación Calouste Gulbenkian en Lisboa, en la cual fue abordado el tema “Perspectivas de Desarrollo de la Geotecnia”.

Complementariamente se presentan seis trabajos sobre un conjunto de asuntos de gran interés geotécnico, abordando cuestiones de proyecto (refuerzo de taludes, pilotes), ambientales (procesos erosivos) y de caracterización/clasificación (roca calcárea, materiales de excavación).

José Couto Marques

DESENVOLVIMENTO DA GEOTECNIA. CONDICIONANTES GERAIS E ESPECÍFICAS

Emerging trends in geotechnical engineering – Part 1

António Silva Cardoso*

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 das diversas condicionantes, tanto sociais, económicas e ambientais, como geotécnicas, e das necessidades das sociedades humanas e apontam-se vias de desenvolvimento futuro que ao autor parecem das 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 were being 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 by very different scales. The world globalization, the non-sustainable 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, fatores condicionantes.

1 – INTRODUÇÃO

Nos últimos anos o rumo que o desenvolvimento da Geotecnia vai seguir tem suscitado o interesse de muitas instituições e indivíduos, adotando perspetivas muito diversas, pontuais ou globais, locais, regionais ou mundiais, mais ou menos relacionadas com a envolvente económica e social (ASCE, 2007; IITG / IGS, 2012; NRC, 2006; Cadden *et al.*, 2004; Clough, 2006; Hajra, 2012; Keaton, 2010; Lo e Wang, 2012; Marr, 2006; Matos Fernandes, 2010; Reddy, 2011; Shackelford, 2005; Brandl, 2011; Breedevelt, 2012; Chowdhury e Flentje, 2007; Francisca, 2011; Long, 2006; Nelson, 2013; Simpson e Tatsuoka, 2008; Tan e Chow, 2009).

A engenharia geotécnica é um dos primeiros domínios técnico-científicos a intervir em qualquer projeto de infraestruturas ou de desenvolvimento urbano, sendo, em muitos casos, o mais

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

importante. No decurso dos tempos muitas inovações metodológicas, analíticas, numéricas e tecnológicas foram sendo propostas 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 vastos: previsão do comportamento dos terrenos, problemas relacionados com os sismos, métodos de melhoramento e reforço de terrenos, aplicações geo-ambientais, utilização de sub-produtos, estruturas subterrâneas, estruturas marítimas (*offshore*), métodos de projeto e de construção sob condições especiais, pouco conhecidas ou de elevado risco, etc..

A globalização mundial - quer na vertente económica (produção e comércio), quer no tocante à circulação da informação -, a utilização não sustentável dos recursos, as alterações ambientais causadas por razões antrópicas, o aumento dos desastres naturais, sobretudo dos de natureza hídrica, a reconhecida carência de infraestruturas para dar resposta às necessidades das populações e também para proteção contra as consequências das alterações climáticas, criam um quadro que condiciona decisivamente a evolução da engenharia e, obviamente, também da engenharia geotécnica. Desde logo exige-se uma abordagem dos problemas e das suas soluções mais global, integrada e multidisciplinar.

Neste conjunto sequencial de artigos fornece-se uma perspetiva do desenvolvimento futuro da geotecnia, mas 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 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 (...)*”. Mas Peter Hansford também realçou que os engenheiros, no desenvolvimento da sua atividade, têm que atender às condicionantes sociais, económicas e ambientais cada vez mais estritas, incluindo o escrutínio social a que, em todo o mundo, a indústria da construção e das obras públicas está crescentemente sujeita. Ou seja, os engenheiros enfrentam o desafio de “(...) *fazerem mais por menos (...)*”, de procurarem “(...) *alcançar o benefício máximo - para a sociedade ou para os investidores - a partir dos recursos de que dispõem; trata-se de fazer com que cada euro conte; trata-se de fazer com que cada molécula de carbono conte; e trata-se de fazer com que todas as tarefas contem (...)*”.

A perspetiva que se desenvolve neste conjunto de textos é, naturalmente, parcelar e incompleta, não pretendendo mais do que, por um lado, enunciar um conjunto de fatores, tanto sociais, económicos e ambientais, como próprios da disciplina, isto é, geotécnicos, e, por outro lado, apontar vias de desenvolvimento futuro que ao autor 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 do autor.

Depois deste primeiro artigo, onde se trata as questões de enquadramento, procede-se a uma breve caracterização das necessidades infraestruturais mundiais, utilizando dados elaborados por organizações nacionais e internacionais que incluem estimativas quantificadas, e enuncia-se perspetivas genéricas para a evolução da geotecnia. Nos dois últimos artigos aponta-se rumos focalizados em certos temas, que ao autor parecem interessantes e úteis para o futuro.

2 – ENQUADRAMENTO. QUESTÕES GERAIS

2.1 – Assuntos abordados

Neste capítulo aborda-se questões de caráter muito diversificado que se entende serem fatores que condicionam a evolução da geotecnia, tanto por razões societais, de enquadramento, como por razões tecnológicas, de meios disponíveis para o desenvolvimento disciplinar. Entendeu-se pertinente abordar os seguintes temas:

- a) as alterações climáticas e as suas implicações, nomeadamente, o aumento dos desastres naturais, sobretudo de natureza hidrológica;
- b) o aumento da população mundial e o crescimento da urbanização;
- c) a preocupação social com o modo como se aplica o investimento público e o exercício do escrutínio social sobre a questão do cumprimento de estimativas de custos e de prazos;
- d) as disponibilidades tecnológicas; para as ilustrar selecionou-se o domínio tecnológico que provavelmente maior evolução experimentou, até porque afetou decisivamente todos os outros; assim analisa-se brevemente a evolução dos meios de cálculo e do seu custo;
- e) a complexidade que cada vez mais afeta os projetos e as obras, quer a complexidade intrínseca, quer a que resulta dos fatores de enquadramento.

Como não podia deixar de ser, a visão apresentada é limitada e resumida na argumentação. Pretende-se, essencialmente, apresentar algumas das grandes tendências de evolução social do mundo (o aumento da população e da urbanização, a preocupação com o ambiente, o aumento do escrutínio social) e alguns dos fatores que condicionam essa evolução, quer naturais (alterações climáticas e desastres naturais), quer tecnológicos, sendo que é nestes que repousa a possibilidade de se encontrar as respostas adequadas aos problemas existentes, respostas essas enquadradas e limitadas pelos fatores sociais pertinentes, nomeadamente a questão da sustentabilidade.

2.2 – Mudanças climáticas e aumento de desastres naturais

2.2.1 – *Preâmbulo*

A quantidade e qualidade dos dados que têm vindo a ser recolhidos e a profundidade dos estudos efetuados pelos mais diversos organismos fazem com que, atualmente, haja um cada vez mais alargado consenso em duas questões fundamentais para o futuro da Terra e das populações que nela habitam: i) o clima está a mudar por razões que se prendem com as atividades humanas; ii) as mudanças climáticas produzem efeitos, nomeadamente estão associadas ao aumento dos desastres naturais, sobretudo, dos de natureza hidrológica.

2.2.2 – *Mudanças climáticas*

Ainda que a compreensão do clima da Terra continue a suscitar incertezas, existe já um poderoso e credível conjunto de evidências, obtidas a partir de múltiplos e diferentes processos de registo e de investigação, que documentam que o clima está a mudar e que essas mudanças são, em larga medida, causadas pelas atividades humanas (NRC, 2010). As evidências científicas mostram também que as mudanças climáticas acarretam riscos significativos para muitos sistemas naturais e humanos. Os estudos que têm sido realizados chegam a conclusões semelhantes, partilhadas por muitos organismos nacionais e internacionais, as quais adquiriram já um elevado grau de confiança (NRC, 2010; USGCRP, 2009; IPCC, 2007; IPCC, 2000; etc.):

- A Terra está a aquecer. Observações detalhadas da temperatura superficial (tanto nos oceanos como em terra) mostram que a temperatura média da superfície do planeta durante a primeira década do século XXI foi 0,8°C mais elevada no que na primeira década do século XX, tendo o aquecimento mais pronunciado ocorrido nas últimas 3 décadas. A Figura 1 mostra a variação anual da temperatura média superficial em relação à temperatura média do século XX (1901-2000), estabelecida pelo *National Climatic Data Center*. [O NCDC, sedado na Carolina do Norte, USA, mantém o maior arquivo mundial de dados climáticos.]

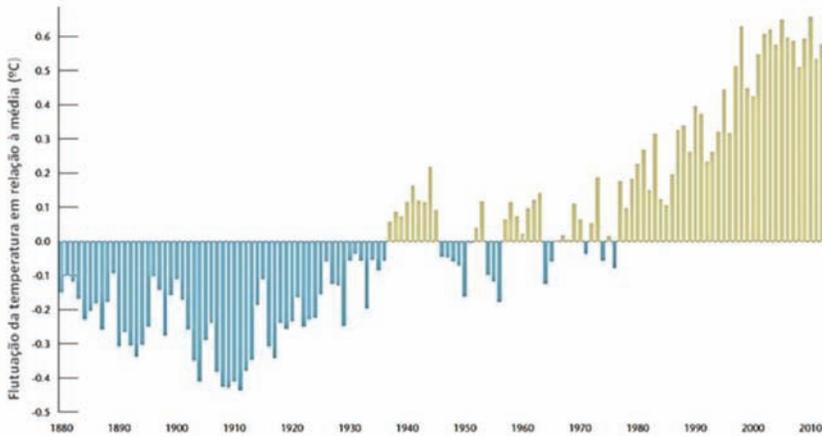


Fig. 1 – Anomalias anuais, de 1880 a 2013, das temperaturas médias à superfície (em terra e nos oceanos) em relação à temperatura média superficial do século XX (Aon Benfield, 2014).

- A maior parte do aquecimento nas últimas décadas pode ser atribuído às atividades humanas que libertam para a atmosfera dióxido de carbono (CO₂) e outros gases causadores do efeito de estufa – GHGs, *greenhouse gases*. A queima de combustíveis fósseis (carvão, petróleo e gás natural) para produção de energia é a causa principal das alterações climáticas, mas a agricultura, a desflorestação e certas atividades industriais também contribuem significativamente. A Figura 2 mostra a evolução das emissões mundiais de CO₂ desde 1860.

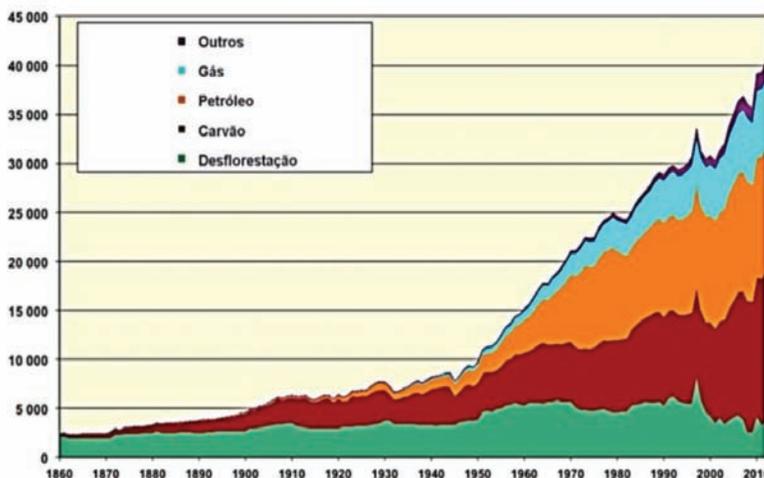


Fig. 2 – Evolução das emissões mundiais de CO₂ desde 1860, em milhões de toneladas. (Fonte: http://www.manicore.com/anglais/documentation_a/greenhouse/evolution.html)

- Ao aquecimento global estão associadas outras alterações climáticas, como sejam o aumento da frequência de chuvadas intensas, a redução da cobertura de neve e de gelo nos pólos, mais frequentes e intensas ondas de calor, subida do nível do mar e acidificação dos oceanos.
- Individual e coletivamente, essas alterações colocam em risco um largo espectro de sistemas ambientais e humanos, incluindo os recursos de água doce, o ambiente costeiro, os ecossistemas, a agricultura, a pesca, a saúde humana, etc..
- As alterações climáticas induzidas pelas atividades humanas e os seus impactos far-se-ão sentir durante muitas décadas e, em alguns casos, durante séculos. Acresce que, em vez de câmbios suaves e graduais, pode dar-se o caso de o sistema terrestre exceder certos valores limite, donde resultem alterações climáticas abruptas, aumentando enormemente o nível dos riscos; a probabilidade da ocorrência desse tipo de eventos não é ainda bem conhecida.
- A concentração atual de CO₂ na atmosfera é aproximadamente de 380 ppm (partes por milhão). Os estudos realizados sugerem que 550 ppm pode constituir um limiar a partir do qual se desencadeiem efeitos climáticos severos (IPCC, 2000). Estima-se que se venha a atingir 550 ppm em 2050, a não ser que sejam levadas a cabo ações decisivas pela comunidade internacional. Os esforços para manter as variações da temperatura global num nível considerado aceitável exige que o crescimento das emissões de CO₂ seja controlado por forma a que a concentração na atmosfera permaneça inferior a 380 a 450 ppm. Alcançar estes objetivos requer a redução das emissões previstas de CO₂ para a atmosfera em muitas gigatoneladas nas próximas décadas (Fragaszy *et al.*, 2011).
- Em qualquer caso, a magnitude que as alterações climáticas assumirão e a severidade dos seus impactos vão depender decisivamente das ações que as sociedades humanas empreenderem em resposta aos riscos.

Tenha-se presente que apesar do acordo internacional para a estabilização da concentração de GHGs “(...) em níveis que evitem uma perigosa interferência humana com o sistema climático (...)” (UNFCCC 1992, 2009), as emissões globais de CO₂ e de outros GHGs continuam a aumentar. Previsões de câmbios climáticos futuros, baseadas em modelos numéricos que permitem avaliar a resposta do sistema climático a diferentes cenários da atividade humana futura, antecipam a possibilidade de ocorrência de um aquecimento adicional de 1,1 a 6,4°C até ao final do século XXI (Meehl *et al.*, 2007).

2.2.3 – Desastres naturais

A frequência de ocorrência de desastres naturais tem vindo a aumentar, como se pode verificar na Figura 3. O acentuado aumento do número de eventos pode ser parcialmente explicado pelo incremento das atividades e das capacidades de observação e registo. Seja como for, os eventos catastróficos de carácter hidrológico parece claramente que têm vindo a sofrer um incremento continuado.

Os desastres naturais afetam todos os países, mas nos países menos desenvolvidos causam impactos desproporcionados, matando milhares de vítimas e ameaçando o modo de vida dos que sobrevivem. No Quadro 1 indica-se a probabilidade de ocorrência de impactos adversos decorrentes de desastres naturais em países pouco e medianamente desenvolvidos em comparação com os países com desenvolvimento elevado a muito elevado. [O índice de desenvolvimento humano, com base na educação, na esperança de vida e no PIB *per capita*, atribui aos diversos países os níveis de desenvolvimento baixo, médio, elevado e muito elevado – UNDP, 2010.]

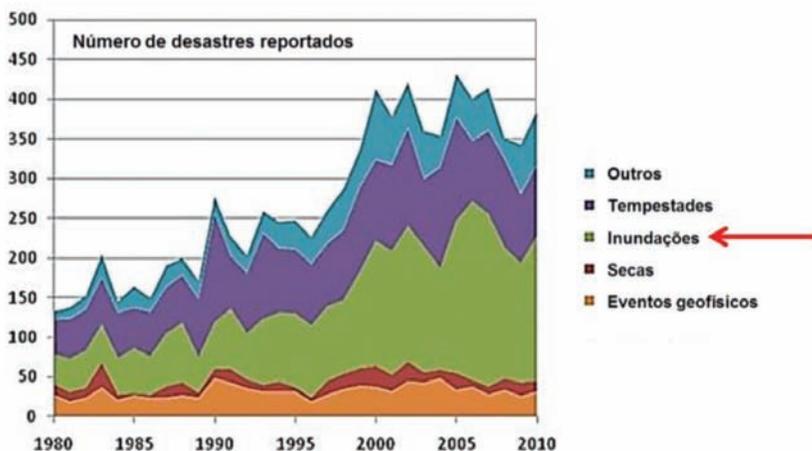


Fig. 3 – Número de eventos registados por ano (CRED, 2014).

Quadro 1 – Efeitos dos desastres naturais em função do nível desenvolvimento dos países, comparados com os efeitos nas regiões com elevado desenvolvimento humano (WEF, 2011).

Nível de desenvolvimento	Probabilidade de perda de vida	Probabilidade de ser afetado	Possibilidade de diminuição do PIB
Médio	3×	14×	2×
Baixo	14×	15×	4×

Num texto recente (Lo e Wang, 2012) em que se procura extrair ensinamentos das consequências de sismos ocorridos recentemente (entre 2004 e 2011; 3 sismos gerados em zonas de subducção e 3 ocorridos na crosta; os sismos afetaram tanto países desenvolvidos como países em desenvolvimento) conclui-se que a quantidade de pessoas feridas ou mortas e o grau de destruição estrutural e infraestrutural, em geral, reflete o modo e a qualidade com que se pratica a engenharia na área afetada (existência de códigos de construção adequados, contemplando regras antissísmicas, métodos e processos construtivos e qualidade da mão de obra, etc.).

2.2.4 – Ritmo de implementação de medidas adequadas

Além de um corpo sólido de investigações sobre as causas e consequências das mudanças climáticas, há um cada vez maior e mais diversificado corpo de conhecimentos sobre as políticas, as metodologias e as tecnologias que podem ser usadas para limitar/controlar as mudanças climáticas futuras (Fragaszy *et al.*, 2011). Quanto à implementação dessas medidas, isto é, quanto aos passos que devem ser dados, o ritmo ainda é pequeno, mas está em crescimento, até porque o aspeto essencial para que essa implantação se desencadeie, ou seja, o reconhecimento de que as mudanças climáticas devem ser consideradas nas decisões e ações que sejam tomadas num largo espectro de setores e de interesses, tem vindo indubitavelmente a crescer.

2.3 – Crescimento da população e das cidades

2.3.1 – Preâmbulo

Tendo por base, nomeadamente, documentos das Nações Unidas e do Banco Mundial (UN, 2010; WDR, 2009; WB/UN, 2010), em seguida resume-se aspetos cruciais do crescimento da população e das cidades e argumenta-se que a evolução ocorrida e a que se prevê que venha a ocorrer favorecem o aumento da vulnerabilidade aos fenómenos naturais.

2.3.2 – Importância económica das cidades e crescimento populacional

As cidades ocupam apenas 1,5 por cento da área terrestre mundial mas produzem metade do PIB. A prosperidade das cidades deriva da elevada produtividade propiciada pela divisão do trabalho, consequência da densidade de pessoas e de bens, e do menor custo de aquisição de informações e de tecnologias (“know-how”) (WB / UN, 2010). Por outro lado, a prosperidade das cidades é um ímã económico: atrai pessoas e investimentos.

Historicamente, a produção cresceu cerca de 1-2 pontos percentuais mais do que a população, de modo que a renda *per capita* tem aumentado em quase todo o mundo. Grande parte do crescimento tem sido nas cidades, onde a renda *per capita* é superior, em média, o dobro da rural. Isto não é novidade: há muito tempo que se sabe que as cidades concentram a prosperidade (WDR, 2009).

A população das cidades também tem aumentado continuamente. A população mundial atual é da ordem dos 7,3 mil milhões, vivendo nas cidades um pouco mais de metade; a população deve atingir os 9,5 mil milhões em 2050, altura em que a população urbana mundial deverá aumentar para 70% do total. Cerca de metade deste crescimento é “natural”, devido à fertilidade dos habitantes urbanos, e o restante é devido à expansão (núcleos populacionais vizinhos crescem até constituírem uma única entidade) e à migração. A Figura 4 e o Quadro 2 resumem as tendências das últimas dezenas de anos e apontam as perspetivas atuais para as próximas décadas. No período de 100 anos contado a partir de 1950 a população mundial deve aumentar 3,6 vezes, sendo que a população rural deve aumentar 1,6 vezes e a urbana 8,6 vezes. A Europa é o continente com menores variações: crescimento da população em apenas 30%, em resultado da duplicação da população urbana acompanhada pelo decréscimo para menos de metade da população rural. A África é o continente que experimenta as mais dramáticas alterações: a população total aumenta cerca de 9 vezes, cerca de 4 vezes a rural e 37 vezes a urbana.

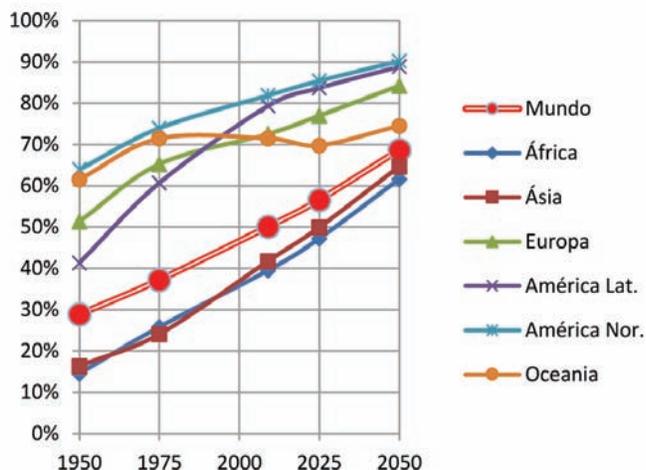


Fig. 4 – Aumento da percentagem da população urbana, por continente.

Quadro 2 – Variação da população total, urbana e rural em relação a 1950.

Ano	Mundo			África - continente com maiores variações			Europa - continente com menores variações		
	Total	Rural	Urbana	Total	Rural	Urbana	Total	Rural	Urbana
1950	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
1975	1,6	1,4	2,1	1,8	1,6	3,3	1,2	0,9	1,6
2009	2,7	1,9	4,7	4,4	3,1	12,1	1,3	0,8	1,9
2025	3,2	1,9	6,2	6,2	3,8	20,0	1,3	0,6	2,0
2050	3,6	1,6	8,6	8,8	3,9	37,3	1,3	0,4	2,1

Um outro aspeto que caracteriza a evolução da população é o seu envelhecimento, sobretudo na Europa. A previsão da distribuição da população europeia pelos vários escalões etários indica que, entre 1990 e 2060, a população ativa (20 a 64 anos, tal como é definida atualmente pela Comissão Europeia) deverá diminuir de 59,5% para 51,1% e a população reformada deverá mais do que duplicar. Tal evolução terá certamente consequências a todos os níveis e, particularmente, no desenvolvimento das cidades, visto que a população europeia é essencialmente urbana.

Face ao forte e continuado aumento da urbanização, em muitas cidades estão esgotadas ou a caminho de ficar esgotadas as capacidades das vias de circulação, de abastecimento de água e dos sistemas de tratamento de esgotos. Os serviços não mantiveram os níveis adequados em grande parte porque essas cidades não investiram o suficiente em infraestruturas. O congestionamento, a poluição e a frustração podem eventualmente sufocar o crescimento contínuo de tais cidades, mas os seus habitantes já hoje estão expostas a riscos naturais.

2.3.3 – Aumento da vulnerabilidade

A maioria das cidades foi fundada em pontos de interseção de vias de comunicação, ou na proximidade de locais adequados à implantação de portos ou de pontos de atravessamento de rios. Alguns portos naturais resultam de atividade tectónica. Terrenos planos perto da água constituem locais propícios mas, em muitos casos, refletem a existência de sedimentos recentes não consolidados; esses locais são vulneráveis às inundações e à amplificação dos movimentos sísmicos. Por exemplo, São Francisco, na sua origem, era constituída principalmente por prédios de madeira, em grande parte destruídos pelos incêndios que se seguiram ao terremoto de 1906; os destroços do terremoto foram usados nos aterros realizados para conquistar terra ao mar, onde se desenvolveu o *Marina District*, que, no terremoto de 1989, sofreu importantes assentamentos de terrenos e elevados níveis de danos.

Este tipo de crescimento das cidades – muito usual – aumenta a exposição e a vulnerabilidade aos riscos, a menos que se tomem medidas adequadas para os prevenir. Estima-se que o número de pessoas expostas a ciclones tropicais e terremotos em grandes cidades em 2050 mais do que duplique, passando de 310 milhões em 2000 para 680 milhões em 2050, no caso dos ciclones tropicais, e de 370 para 870 milhões, no caso dos terremotos. Podem resumir-se as razões que justificam o aumento da vulnerabilidade das sociedades aos desastres naturais do seguinte modo (WEF, 2011): 1) aumento da população: em consequência, aumento do número de pessoas residentes em locais mais vulneráveis; 2) localização: o crescimento da população ocorreu em áreas mais propensas a desastres naturais, como são as zonas costeiras e as margens ribeirinhas; 3) urbanização: a falta de planeamento urbano adequado e a falta de qualidade dos empreendimentos

e das construções são fatores de exacerbamento dos efeitos dos desastres naturais; 4) valor económico: o desenvolvimento económico acarretou o aumento do valor das infraestruturas, tendo como consequência o aumento das possíveis perdas económicas; 5) mudanças climáticas.

2.4 – Escrutínio social. Custos e prazos

2.4.1 – Preâmbulo

Hansford (2011) refere as carências infraestruturais existentes em todo o mundo e salienta o papel dos engenheiros na busca e implementação de soluções para acudir a essas necessidades. Sem embargo, em sua opinião, o atual enquadramento económico tem fatores condicionantes sem precedentes, os quais “(...) conduziram a cortes maciços nos gastos do setor público e ao inevitável escrutínio dos planos de investimento em infraestrutura (...) para níveis que a nossa indústria da construção nunca tinha visto anteriormente (...)”. Provavelmente, as razões principais que justificam o crescente escrutínio social têm a ver com custos e prazos das obras, particularmente das de carácter público, e com a percepção da existência de corrupção no setor da construção.

2.4.2 – Custos e prazos das obras: discrepância entre as previsões e a realidade

Lambe (1973) salientou que “(...) as previsões constituem um passo chave no processo de criação e manutenção de infraestruturas, isto é, na prática da engenharia civil (...)”. Nessas previsões incluem-se aquelas sobre as quais assentam as decisões de se avançar com investimentos mais ou menos importantes, a saber, as previsões de custos e de impactes de diversa natureza, como sejam os ambientais, o nível de utilização (tráfico, etc.), os benefícios económicos, etc..

As imprecisões nas previsões de custos, de procura e de outros impactos de projetos de que recorrentemente a comunicação social dá conta, são muito mais comuns e generalizadas do que, à partida, se possa pensar (Cardoso, 2013). Flyvbjerg (2006, 2014) tem vindo a construir uma importante e informada base de dados referentes a obras executadas em todo o mundo, cuja análise permitiu constatar ser comum, por um lado, a subavaliação de custos e, por outro, a estimativa otimista dos níveis de utilização das infraestruturas construídas, ou seja, dos seus resultados. Flyvbjerg (2006) concluiu ainda que não se verifica um melhoramento da qualidade das previsões com o passar do tempo. Quando as previsões de custos e de procura se combinam, por exemplo, nas análises custo-benefício que são normalmente utilizadas para justificar investimentos em grandes infraestruturas, a consequência é a imprecisão ser do segundo grau. Os rácios custo-benefício estão muitas vezes errados, não apenas numa pequena percentagem, mas em grau elevado, o que leva a que as estimativas de viabilidade sejam em muitos casos enganosas. Isto é, as informações sobre que assentam as decisões de investimentos em novos projetos podem ser altamente imprecisas e tendenciosas, o que conduz a projetos de alto risco.

Nos Quadros 3 e 4 apresentam-se dois exemplos de projetos internacionais bem conhecidos em que as previsões falharam num grau muito importante. As razões destas, em alguns casos, profundas desconformidades foram diversas, desde causas económicas, políticas e sociais (inflação, problemas laborais, etc.) até razões de ordem técnica (insuficiência dos programas preliminares, deficiência dos projetos, situações imprevistas, sobretudo de carácter geotécnico, etc.). Flyvbjerg e outros (2002, 2004a, 2004b, 2005, 2006) têm vindo a estudar o assunto profundamente (Cardoso, 2013, faz um breve resumo destes estudos); entendem que mais do que por razões técnicas, as imprecisões das previsões explicam-se por duas ordens de razões principais:

- Razões psicológicas - têm a ver com o viés otimista com que são feitas as previsões, ou seja, com a predisposição cognitiva encontrada na maioria das pessoas que as leva a julgar acontecimentos futuros a luz mais positiva do que o que garante a experiência real.

- Razões políticas - explicam as imprecisões em termos de falsas declarações estratégicas. De acordo com estas explicações, quando procedem à estimação dos resultados dos projetos, os analistas e os gestores, deliberada e estrategicamente, sobrestimam os benefícios e subestimam os custos, a fim de aumentar a probabilidade de os seus projetos, e não os da concorrência, serem aprovados e financiados. A deturpação estratégica pode ser atribuída a pressões políticas e organizacionais; por exemplo, à competição por fundos escassos ou à disputa de posições.

Propensão otimista e deturpação estratégica, ambas envolvem engano, mas enquanto esta tem por trás uma intenção a primeira não; a propensão otimista repousa no autoengano. Embora os dois tipos de explicação sejam diferentes, o resultado é o mesmo: previsões imprecisas e inflação dos rácios custo-benefício. Seja como for, as imprecisões nas estimativas conduzem a sobrecustos e a redução dos resultados derivados da utilização das infraestruturas construídas. Além disso, é também bastante comum o alargamento dos prazos de construção, o que eventualmente pode acarretar sobrecustos e/ou perda de resultados. Para resolver estas situações torna-se inevitável a alocação de novos recursos, que deixam de poder ser usados noutros projetos. Esta inadequada alocação de recursos tem obviamente consequências económicas e sociais, cuja expressão maior ou menor depende da dimensão do projeto e do grau das imprecisões.

Quadro 3 – Artéria Central de Boston.

A construção da Artéria Central (*Central Artery / Tunnel Project, Boston Big Dig*) contemplou sobretudo obras subterrâneas: i) a Artéria Central existente (Interestadual 93), uma autoestrada elevada com seis pistas passando pelo centro da cidade, foi substituída por uma extensa rodovia subterrânea (5,6 km) e por duas pontes com 14 pistas para atravessamento do rio Charles; ii) a Interestadual 90 foi prolongada, através de um túnel sob o porto de Boston, até ao aeroporto.

O projeto começou em 1982 e a construção em 1991, prevendo-se a sua finalização para 1998 com um custo US\$ 2.800 milhões (custos de 1982). Efetivamente a obra concluiu-se em 2006 – isto é, demorou o dobro do prazo previsto – com um custo de US\$ 14.600 milhões (preços de 2006, ou seja, US\$ 8.08 milhões de 1982), o que significa quase o triplo do custo estimado. Alguns técnicos estimam que, atendendo aos custos financeiros, o custo final global seja de US\$ 22.000 milhões e que o pagamento do investimento não termine antes de 2038.

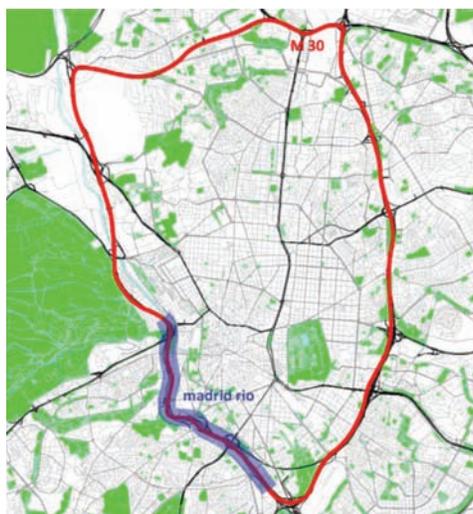
The map illustrates the Central Artery/Tunnel Project route through Boston. Key features include:

- Cambridge:** The route starts near the Tobin Bridge and I-93.
- Charlestown:** The City Square Tunnel is shown crossing the Charles River.
- Boston:** The route passes through Beacon Hill and the Financial District, crossing the Charles River via the Mattachine Tunnel.
- Port of Boston:** The route continues through the harbor area, including the Mattachine Tunnel and the Jeffries Point area.
- Airport Area:** The route ends near the airport, connecting to I-90 and I-93.

Quadro 4 – “Calle 30” em Madrid.

A M-30, agora chamada Calle 30, é uma via de circunvalação que rodeia o centro de Madrid, com 300.000 veículos diários em média nos seus 32,5km de comprimento. O projeto de renovação da M-30 consistiu em diversas atuações e alterações ao longo do seu curso, iniciadas no começo de 2003, sendo as mais relevantes o enterramento do troço próximo do rio Manzanares e a construção do *by-pass* sul. Diversas fases do projeto foram inauguradas em 2007, tendo ficado por concretizar diversas obras na zona norte. Depois da construção dos túneis sob o rio Manzanares os terrenos libertados à superfície foram transformados em zonas de lazer – Parque Madrid Rio –, concluídas entre os anos 2010 e 2011.

Em 2004 o custo estimado foi da ordem dos € 1,7 a 2,0 mil milhões. No final, em 2008, o custo fixou-se entre € 5,6 e 6,0 mil milhões, sendo o primeiro número avançado por fontes governamentais e os outros por outras fontes. O pagamento das obras deve prolongar-se até 2040, devendo situar-se o custo final, incluindo juros, em valores superiores a € 10,0 mil milhões.



Com efeito, tornam-se cada vez menos socialmente aceitáveis os custos entendidos como excessivos e não suficientemente justificados de certas intervenções, quer diretos, quer indiretos (Long, 2006), e, sobretudo, a falta de controlo desses custos, divergindo em relação às estimativas que suportaram a decisão de se avançar. Há que reconhecer que a consciência da importância económica, social e política destas questões tem vindo a aumentar e que, a partir da segunda metade da década anterior, os estados, sobretudo os europeus e os EUA, foram adotando medidas visando o controlo deste problema. Enfim, tem havido uma evolução positiva (Flyvbjerg, 2014).

2.4.3 – Perceção da existência de corrupção no setor da construção

Numa reunião cimeira organizada pela ASCE (2007) para refletir sobre o futuro da engenharia civil, os participantes discutiram os problemas e tendências que condicionam o setor, tendo identificado entre outros a “(...) *occurrence of corruption in the global engineering and construction industry* (...)”. Este problema tem vindo a ser tratado em relatórios e estudos conduzidos por agências internacionais (Kenny, 2009; WB/UN, 2010; Hardoon e Heinrich, 2011).

Muito recentemente foram realizados dois inquéritos internacionais sobre a corrupção. O primeiro foi elaborado pela *Transparency International* (Hardoon e Heinrich, 2011) com o objetivo de atribuir, pela 5ª vez, o Índice de Pagamento de Subornos (*Bribe Payers Index*) baseado no Inquérito sobre o Pagamento de Subornos de 2011. O índice classifica as 28 maiores economias mundiais de acordo com a probabilidade percecionada pelas empresas, representadas pelos seus executivos, de terem que pagar subornos nos países estrangeiros com que se relacionam. Os países e territórios cobertos pelo índice distribuem-se por todas as regiões do mundo e representam 80% do total de produtos, serviços e investimentos que circulam no mundo. Na parte superior do Quadro 5 apresentam-se os resultados relativos aos diversos países, enquanto a parte inferior mostra os valores do índice de suborno obtido pelos diferentes setores. O setor dos contratos públicos e da construção é o que obtém o pior valor, distanciando-se dos restantes. No relatório da *Transparency International* considera-se que a maior vulnerabilidade do setor dos contratos públicos e da construção ao suborno é devido às suas características particulares: i) os contratos são usualmente grandes e os projetos de construção são únicos (protótipos) e portanto mais difíceis de ser sujeitos

Quadro 5 – Índice de Pagamento de Subornos 2011 por países/territórios e por setores
(Hardoon e Heinrich, 2011).

Pontuação	País / Território
8,5 - 8,8	Holanda, Suíça, Bélgica, Alemanha, Japão, Austrália, Canadá (287)
8,0 - 8,3	Singapura, Reino Unido, Estados Unidos, França, Espanha (416)
7,5 - 7,9	Coreia do Sul, Brasil, Itália, Malásia, África do Sul, Taiwan, Índia, Turquia (195)
7,0 - 7,4	Arabia Saudita, Argentina, Emiratos Árabes Unidos, Indonésia, México (137)
6,5	China (608)
6,1	Rússia (172)
7,8	Média
Pontuação	Setor
7,0 - 7,1	Agricultura, Manufatura ligeira, Aeroespacial civil, Tecnologia informática
6,8 - 6,9	Setor bancário e financeiro, Setor florestal, Serviços ao consumidor
6,6 - 6,7	Telecomunicações, Transportes e logística, Armamento, defesa e militar, Pescas
6,4 - 6,5	Manufatura pesada, Farmacêuticas e saúde, Geração e transporte de energia
6,3 - 6,2	Minas, Petróleo e gás
6,1	Bens imóveis, Propriedades, Serviços jurídicos e financeiros, Serviços públicos
5,3	Contractos de obras públicas e construção
6,6	Média

Nota 1: (xxx) = N.º de observações por país, em média.

Nota 2: Os países/territórios ou os setores são classificados numa escala 0-10, sendo atribuído 10 quando se considera que as empresas do país/território ou do setor em análise nunca utilizam o suborno e 0 quando utilizam sempre.

a comparações no que respeita a custos e prazos; ii) é uma indústria fragmentada, envolvendo empreiteiros e subempreiteiros, o que dificulta o controlo dos pagamentos e a difusão de boas práticas é mais complexa.

O segundo estudo refere-se ao inquérito que, pela 2ª vez, o *Chartered Institute of Building* (CIOB, 2013) levou a cabo sobre a corrupção na indústria da construção. Responderam ao inquérito 701 profissionais da construção, cerca de 60% dos quais eram diretores, gestores séniores e consultores e cerca de 30% gestores intermédios e de base; quase todos trabalhavam em organizações/empresas com mais de 200 colaboradores. Resume-se em seguida as principais conclusões do inquérito:

- A conclusão principal indica que 49% dos participantes acredita que a corrupção é comum na indústria de construção britânica, 2% menos do que no 1º inquérito publicado em 2006;
- Os intervenientes apontam as seguintes como as principais razões que estão por trás da prevalência da corrupção: i) 26,7% razões culturais (por exemplo, o que é corrupção para uma pessoa é prática comum para outra); ii) 23,3% razões económicas (por exemplo, praticar a corrupção é necessário se se quer sobreviver); iii) 17,5% falta de políticas anticorrupção e antissuborno dentro das organizações;

- 42,5% dos participantes sugerem que a corrupção pode ocorrer em qualquer fase de desenvolvimento de uma construção, enquanto 35% consideram mais propícia as fases de pré-qualificação e de apresentação de propostas;
- Praticamente todos os intervenientes consideram importante ou muito importante enfrentar o problema da corrupção.

2.4.4 – Desafio para os engenheiros

Muitos projetos do tipo dos que têm sido criticados, e mesmo postos em causa, por não terem cumprido o que estava previsto quando foram lançados serão necessários nas nossas cidades, mas teremos a capacidade de os fazer se não conseguirmos reduzir significativamente os custos, os prazos e os riscos, para não mencionar a nossa capacidade de os gerir adequadamente, onde se inclui a combate à corrupção? Long (2006) opina que se não se encontrar melhores maneiras – mais fiáveis, com menores custos e com períodos de perturbação social menores – de resolver os problemas tradicionais, sobretudo nas cidades, as condicionantes sociais, económicas e ambientais vão tornar as soluções cada vez mais inacessíveis. Na mesma linha Hansford (2011) entende que os engenheiros enfrentam o desafio de “(...) *fazer mais por menos* (...)”.

2.5 – Evolução da capacidade de cálculo e do seu custo

A notável evolução da informática e dos computadores afetou decisivamente todas as atividades humanas e também, obviamente, a evolução da geotecnia. Com efeito pode-se afirmar que muito do significativo progresso alcançado na compreensão do comportamento dos geomateriais não teria sido possível sem o uso dos métodos numéricos. Em particular, o desenvolvimento dos modelos constitutivos está fortemente relacionado com os avanços conseguidos no campo da análise numérica, cuja rápida evolução se ficou a dever ao aumento das capacidades de cálculo. Por outro lado, as atuais capacidades de análise e de previsão do comportamento de estruturas geotécnicas dos mais diversos tipos, tanto em condições de serviço, como em situações de colapso ou, ainda, em casos mais limitados, em situações pós-colapso, fundamentam-se no desenvolvimento de métodos de análise com carácter universalista (no sentido de poderem contemplar quaisquer condições iniciais, geométricas ou de contorno), os quais não podem deixar de ser numéricos e, portanto, dependentes das capacidades de cálculo disponíveis.

A Figura 5 narra de forma concentrada a história da evolução dos computadores, que se pode resumir nas 3 seguintes frases: 1) o número de transístores (*transistor count*) dos microprocessadores tem aumentado mais de 30 vezes cada 10 anos; o ritmo de aumento dos transístores das GPUs (*graphics processing unit*) tem sido ainda superior, cerca de 100 cada 10 anos; 2) a velocidade de processamento dos supercomputadores, medida em FLOPS (*FL*oating-*point* *O*perations *P*er *S*econd) tem crescido cerca de 600 vezes cada 10 anos; 3) o custo da operação dos supercomputadores tem diminuído cerca de 400 vezes cada 10 anos.

A partir da década de 90 o aumento da capacidade dos computadores e os avanços no desenvolvimento de programas muito potentes para o cálculo geotécnico permitiram que o engenheiro geotécnico passasse a ter disponível a possibilidade de executar análises numéricas avançadas por um custo que se foi tornando cada vez mais pequeno. Por outro lado, o desenvolvimento de interfaces “amigáveis” para o utilizador facilitou ainda mais o incremento da utilização das análises numéricas. Atualmente há programas comerciais com um nível de sofisticação bastante elevado, incorporando, por exemplo, diversos tipos de modelos elásto-plásticos mais ou menos complexos ou a possibilidade de realização de análises acopladas hidro-mecânicas ou mesmo com outros aspetos físicos (como os térmicos) ou de outra natureza.

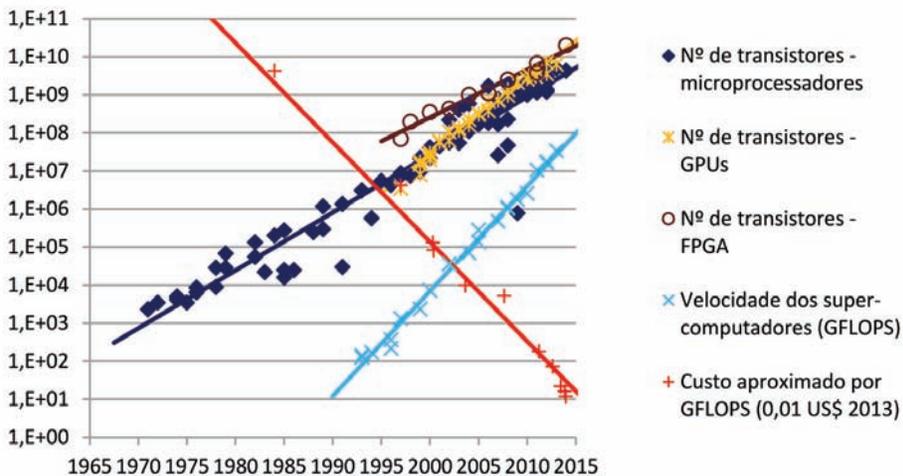


Fig. 5 – Evolução dos computadores. (Fontes: http://en.wikipedia.org/wiki/Transistor_count; http://en.wikipedia.org/wiki/History_of_supercomputing; <http://en.wikipedia.org/wiki/FLOPS>)

Presentemente, a possibilidade de utilização mais generalizada de análises 3D, mais ajustadas à realidade de boa parte das obras geotécnicas, ou, pelo menos, de certos aspetos condicionantes do seu comportamento, torna-se cada vez mais viável e acessível de um ponto de vista financeiro. As análises 3D, ainda mais do que as 2D, levantam o problema da qualidade dos dados em que se baseia o cálculo e, posteriormente, o das maiores dificuldades de interpretação.

Não pode, no entanto, deixar de se pôr em relevo que para levar a cabo cálculos complexos e obter bons resultados é, sem dúvida, necessário um bom conhecimento de métodos numéricos, mas também de mecânica ou de outras áreas da física (e, eventualmente, da química) e, sobretudo, de mecânica dos solos e/ou das rochas. Isto é, por vezes, esquecido na prática, considerando-se erradamente que obter resultados fiáveis é tão fácil quanto o for operar o programa de cálculo que se está a utilizar. Ora, sabe-se bem que não é assim, talvez ainda mais em geotecnia do que em qualquer outra área, dado o caráter complexo e incerto quer das propriedades dos geomateriais quer dos processos para as determinar.

2.6 – Complexidade

2.6.1 – Preâmbulo

O mundo atual, cada vez mais globalizado e em que a informação, sobre seja o que for que ocorra seja onde for, é disponibilizada de forma praticamente imediata, caracteriza-se igualmente por um permanente aumento da complexidade, isto é, os procedimentos e as atuações são condicionadas por fatores cada vez mais diversos, aumentando as interdependências, logo a complexidade. O aumento da complexidade resulta também de os humanos enfrentarem desafios cada vez mais difíceis e globais que, há anos atrás, simplesmente não eram considerados.

2.6.2 – Sistemas complexos. Método Observacional

O nível de complexidade pode fazer com que o uso das metodologias tradicionais de estudo do comportamento dos sistemas através da análise independente das suas componentes vá sendo cada vez menos possível; a dificuldade dos sistemas complexos está em que frequentemente as suas partes interagem entre si, no tempo e no espaço, tornando o sistema não linear. O melhor exemplo

de um sistema não-linear é um organismo vivo, no qual os processos moleculares ocorridos dentro das células não podem ser claramente separados dos processos que ocorrem em níveis mais macroscópicos; outros exemplos de sistemas complexos são o clima e a economia.

No domínio das infraestruturas, Nelson (2013) considera que o sistema formado pelas diversas redes urbanas que interagem entre si atinge níveis de complexidade cada vez mais elevados, isto porque: i) os sistemas físicos, construídos em alguns casos há dezenas de anos, estão envelhecidos; ii) as redes interconectadas possuem dimensões cada vez maiores; iii) as interdependências entre redes são pouco conhecidas e compreendidas; iv) a redução das redundâncias por razões de economia torna os sistemas mais sensíveis e menos fiáveis.

A geotecnia é geneticamente uma disciplina complexa, uma vez que a prática da engenharia geotécnica, assim como a de outras engenharias que lidam com os terrenos, requer que se trabalhe com um conjunto muito limitado de informações sobre materiais complexos cujas condições se podem alterar radicalmente em distâncias curtas e com o tempo (Marr, 2006). Por isso, a colaboração de especialistas de diferentes subáreas disciplinares é, muitas vezes, necessária.

À complexidade inerente à própria disciplina acrescenta-se a que resulta da envolvente social e económica, que afeta igualmente as metodologias e as opções. O aumento do conjunto de fatores – económicos, sociais e ambientais – que há que levar em linha de conta na elaboração dos projetos e no desenvolvimento das construções e o incremento da preocupação social com o desenvolvimento e as consequências (nomeadamente, de caráter ambiental) das obras, introduzem níveis de complexidade cada vez mais elevados, que exigem um imprescindível envolvimento multidisciplinar.

A melhor estratégia para sobreviver e prosperar sob condições complexas consiste em desenvolver a adaptabilidade a condições perpetuamente em mutação (Rzevski e Skobelev, 2014). Este tipo de estratégia não é, de modo algum, estranho aos geotécnicos, pois o Método Observacional está concebido de forma a potenciar a adaptabilidade a condições complexas e, por isso, não completamente conhecidas à partida. Com efeito o Método Observacional em geotecnia “(...) é um processo contínuo, orientado e integrado de projeto, controlo da construção, instrumentação, observação e revisão que visa a que, se necessário, as alterações previamente definidas sejam incorporadas, durante ou após a construção, consoante o próprio processo definir como mais apropriado. O objetivo é conseguir uma maior economia global sem comprometer a segurança” (Nicholson *et al.*, 1999).

Portanto, os sistemas complexos caracterizam-se por frequentemente mudarem, sendo necessário, para os estudar, dispor de metodologias capazes de reagir rapidamente e positivamente às mudanças, em tempo real e permanentemente (Rzevski e Skobelev, 2014).

2.6.3 – Complexidade dos projetos e sua gestão

Tradicionalmente, os 3 principais intervenientes no processo construtivo – o dono da obra, o projetista e o construtor –, em geral, assumem as suas responsabilidades de forma essencialmente independente: i) ao dono da obra são atribuídas as responsabilidades pelo financiamento, pela obtenção dos fundos necessários e pela gestão dos fatores de contexto (constrangimentos legais e ambientais, limitações impostas por necessidades de preservação histórica, relação com intervenientes externos, etc.); ii) o projetista é o responsável pela qualidade, dando resposta ao estipulado em códigos e normas, e pela funcionalidade; iii) o construtor assume a responsabilidade pelo cumprimento dos orçamentos e dos prazos. As responsabilidades primárias do projetista e do construtor – técnica/qualidade, custos e prazos – constituem tradicionalmente a preocupação da gestão do projeto.

Num documento recente, Shane *et al.* (2012) salientam que atualmente a complexidade dos projetos implica um elevado grau de incerteza e origina interações dinâmicas entre as atividades de

gestão dos vários intervenientes; estas novas circunstâncias obrigam a que o quadro 3-D (qualidade, custo e prazo) da gestão de projetos tradicional se expanda para enquadramento 5-D, elevando-se o financiamento e o contexto ao mesmo nível das 3 dimensões tradicionais. Dito de outro modo: os projetos de infraestruturas são geralmente geridos procurando o equilíbrio adequado entre custo, prazo e qualidade; nos anos mais recentes, tem-se dado uma atenção crescente aos efeitos do contexto e do financiamento no projeto técnico, no custo e no prazo, resultando uma matriz de inter-relações com 5 dimensões. Portanto, segundo Shane *et al.* (2012) os projetos complexos diferenciam-se por implicarem um processo de desenvolvimento com mais do que as tradicionais 3 dimensões. Por exemplo, um projeto pode ser tecnicamente complicado mas não ser complexo se as questões de financiamento e de contexto não tiverem um impacto apreciável na solução técnica final ou não condicionarem o custo e o prazo de execução do projeto.

2.7 – Conclusão

A acelerada evolução do mundo, em termos de crescimento da população e de utilização de recursos percíveis, bem como os desequilíbrios que ela provoca, tiveram a sua origem há relativamente pouco tempo. Com efeito, os dados recolhidos pelos economistas históricos mostram que até cerca de 1750 tanto a população como os meios disponíveis para as pessoas viverem tiveram uma evolução muito lenta ao longo dos tempos, como se pode ver na Figura 6. Ou seja, até ao advento da revolução industrial, a população e o rendimento médio das pessoas (rendimento *per capita*) mantiveram-se quase estacionários ao longo de centenas de anos, evoluindo muito lentamente, e o rendimento não apresentava grandes diferenças entre as várias regiões do globo (ver Figura 6). A partir da Revolução Industrial (a Revolução Industrial consistiu na introdução de novos processos de manufatura no período entre 1760 e 1820-40 e teve o seu início na Grã-Bretanha) observa-se o seguinte: 1) a população mundial inicia um crescimento cada vez mais acelerado; 2) o PIB *per capita* começa a crescer rapidamente em certas regiões do globo; 3) noutras regiões a evolução é muito mais lenta ou faz-se com um desfaseamento temporal em relação às primeiras, pelo que vai aumentando paulatinamente a diferenciação entre os vários países e zonas do globo.

O fator crucial para o acentuado e rápido crescimento do PIB *per capita* foi o progresso tecnológico (Clark, 2007). A Revolução Industrial consistiu no aparecimento pela primeira vez de

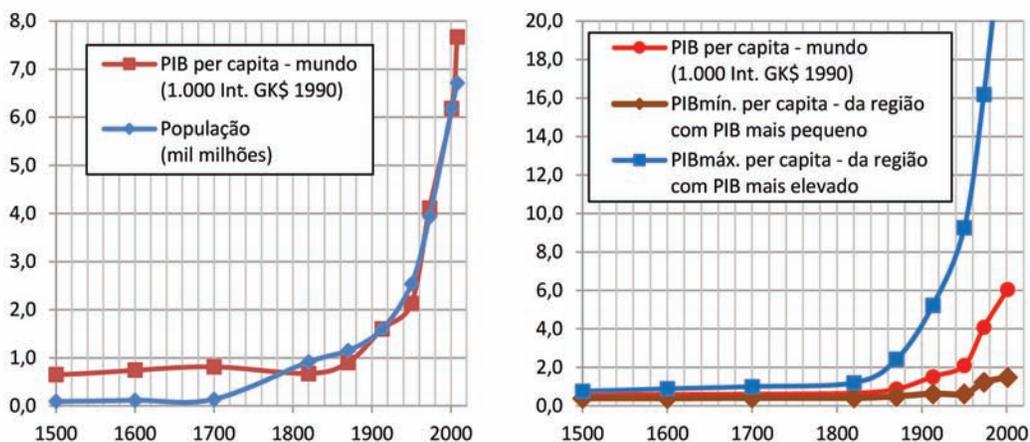


Fig. 6 – Evolução da população e do PIB per capita mundiais (PIB: calculado em Int. GK\$ 1990 - *International Geary-Khamis dollars 1990*) (Madison, 2014).

um rápido crescimento económico alimentado por uma eficiência produtiva possibilitada por avanços no conhecimento. É de salientar que o ritmo da evolução tecnológica e cultural desencadeada pela Revolução Industrial deixou de ter qualquer relação com os ritmos naturais, com o da adaptação biológica e, muito menos, com o da evolução geológica.

Como já se salientou o mundo atual continua com enormes carências, que se fazem sentir de forma mais acentuada nos países menos desenvolvidos, mas essas carências têm de ser enfrentadas usando metodologias e processos distintos dos empregues nos períodos anteriores, muito mais condicionados pelos fatores de sustentabilidade. Em qualquer caso, se foi a tecnologia que permitiu os avanços verificados desde a Revolução Industrial, será também pela tecnologia – agora desenvolvida de forma a garantir a sustentabilidade – que se poderá encontrar soluções para os problemas atuais. As tecnologias e os conhecimentos científicos são imprescindíveis para a identificação e resolução de problemas, a elaboração de projetos robustos e de baixo custo, a execução eficiente e segura das construções, a garantia de manutenção de longo prazo, a proteção contra riscos naturais e o respeito continuado pelo meio ambiente. Estas tarefas são a essência da engenharia moderna (NRC, 2006).

Na mesma linha se pronuncia Javier Solana (2014), físico e político (antigo alto representante europeu para os negócios estrangeiros e para a segurança): “(...) *Graças à inovação tecnológica o mundo começou a mover-se para além da mera subsistência, permitindo que algumas economias, com o Reino Unido à cabeça, descolassem durante a Revolução Industrial. Nesta hora crítica em que os mesmos combustíveis fósseis que nos trouxeram a prosperidade poderiam levar-nos à perdição, é de novo a inovação e a ciência que poderão fazer mudar o rumo (...)*”.

3 – ENQUADRAMENTO. QUESTÕES GEOTÉCNICAS

3.1 – Assuntos abordados

O objetivo central do presente capítulo é enunciar as que se entende serem as atuais lacunas dos conhecimentos e da prática geotécnicas, apesar dos muitos e notáveis avanços já alcançados; isso é feito na última secção do capítulo. Na próxima secção salienta-se que, se bem que do ponto de vista teórico muitos fenómenos estejam bem dominados e sejam conhecidos os métodos adequados de bem proceder, na prática continuam a acontecer acidentes nos mais diversos tipos de estruturas geotécnicas, alguns deles com gravíssimas consequências, de que se apresentam alguns exemplos ocorridos recentemente. A secção seguinte ilustra, mediante a apresentação de dois casos concretos, a dificuldade, que perpassa a geotecnia, de proceder a previsões quantitativamente fiáveis. Se, no aspeto qualitativo, o conhecimento do comportamento das estruturas geotécnicas é, ou pode ser, bem conhecido (existem poderosas ferramentas numéricas para que tal seja possível), já no que se refere aos aspetos quantitativos a capacidade de se prever valores que se ajustem razoavelmente à realidade é ainda, para muitos tipos de estruturas geotécnicas, bastante deficiente, como mostram os exemplos apresentados.

3.2 – O estado da prática e o estado da arte. Acidentes

3.2.1 – Preâmbulo

Em muitos aspetos, a geotecnia é um domínio científico maduro, que atingiu a maioria nos últimos 50 anos. Para além de uma compreensão já muito desenvolvida do comportamento fundamental dos terrenos, os avanços técnico-científicos permitiram encontrar soluções para muitos problemas importantes e complexos (Long, 2006): sabemos como se constroem fundações adequadas, barragens seguras e estradas e túneis estáveis; possuímos um conhecimento razoável

sobre o comportamento das águas subterrâneas e de como as proteger, sobre como extrair os recursos petrolíferos e sobre como se desenvolve um campo geotérmico; compreendemos bastante bem quais os fatores que conduzem à liquefação dos solos no decurso de sismos ou à ocorrência de deslizamentos de terras; etc.. O maior problema que subsiste é que “(...) *o estado da prática no mundo não coincide com o estado da arte* (...)”. Mesmo quando o conhecimento existe, razões de ordem económico-financeira ou a ignorância conduzem, com alguma frequência, a práticas perigosas.

3.2.2 – Acidentes em túneis

Recentemente, Pau e Chau (2012) fizeram o levantamento das roturas – colapsos ou deformações excessivas – notáveis, isto é, publicitadas de alguma forma, ocorridas em túneis. O catálogo baseou-se primordialmente em informação publicada, mas os autores realçaram que, por razões contratuais ou outras, há relativamente poucos casos reportados nas publicações técnicas e que, usualmente, só foram publicados os que atingiram uma escala ou acarretaram consequências de dimensões de tal modo importantes que os tornaram objeto de atenção pública. Mesmo nestes casos, geralmente só estão disponíveis informações limitadas. No Quadro 6 apresenta-se de forma muito resumida o catálogo de Pau e Chau (2012). Aparentemente, o número de roturas tem vindo a aumentar, tanto nos países mais desenvolvidos como nos em desenvolvimento, apesar dos muito importantes avanços científicos e tecnológicos ocorridos nas últimas décadas no domínio das obras subterrâneas. Esse aumento pode ser consequência de a utilização de obras subterrâneas se ter vindo a generalizar, tendo aumentado muito rapidamente o número de obras, da maior complexidade das obras mais recentes ou, simplesmente, do facto de a divulgação dos acidentes se ter tornado mais comum.

Quadro 6 – Levantamento de acidentes ocorridos em túneis (adaptado de Pau e Chau, 2012).

Data	N.º	Europa, América, Austrália, Japão	N.º	Ásia (excluindo o Japão) e África
65-69	3	Londres (2), Southend (UK)	–	—
70-74	1	Rørvikskaret (Noruega)	2	África do Sul (2)
75-79	–	—	1	Hong Kong
80-84	2	Munique, Holmestrand (Noruega)	3	Hong Kong (3)
85-89	1	Roménia	1	Istambul
90-94	3+?	Áustria, Heathrow (UK), Munique, Atenas (vários)	5+?	Seoul (5), Hsuehshan (Taiwan, muitos)
95-99	5+?	Lærdal (Noruega), Áustria, Londres, Hull (UK), Los Angeles, Atenas (vários)	?	Hsuehshan (Taiwan, muitos)
00-04	7	Oslofjord (Noruega, 3), Oslo, Paris, UK, Japão	4+?	Taegu (Coreia), Singapura, Shanghai, Guangzhou (China), Kaoshiung (Taiwan, vários), Malásia (muitos), Hsuehshan (Taiwan, muitos)
05-09	12	Noruega (4), Lausanne, Barcelona, Colónia, Seattle (2), Toronto, São Paulo, Austrália	9+?	Cairo (2), Singapura, Kaoshiung (Taiwan), Hong Kong (2), Hangzhou (China), Guangzhou (China), Malásia (muitos)
10-12	–	—	4	Xiameilin (China, 3), Macau

3.2.3 – Exemplos de alguns colapsos de diverso tipo ocorridos recentemente

No dia 3 de março de 2013, a poucos meses do começo dos XXII Jogos Olímpicos de Inverno (7 a 23 de fevereiro de 2014), em Sochi, o colapso da frente de um túnel rodoviário teve as consequências descritas na Figura 7 para o prédio implantado à superfície. O prédio parece ter mantido a sua integridade estrutural mas o seu aproveitamento terá sido problemático.



Fig. 7 – O colapso da frente de um túnel, ocorrido em março de 2013, em Sochi, provocou um grande assentamento do prédio à superfície.

A Figura 8 mostra o colapso de um prédio de 13 pisos ocorrido em Xangai, no dia 27 de junho de 2009. A parte c) da figura esquematiza a explicação que foi avançada para tão aparatoso e incomum colapso. De qualquer modo pela observação das partes a) e b) da figura parece poder-se concluir que as estacas não tinham armadura ou estavam muito pouco armadas.

A Figura 9 diz respeito ao colapso de uma parede diafragma ancorada que ocorreu no dia 3 de março de 2009, em Colónia. O colapso da parede provocou o derrube do edifício de 7 pisos que albergava um dos mais importantes arquivos históricos alemães, que foi possível evacuar antes do acidente, e de dois edifícios contíguos, num dos quais (no nº 230) viviam as duas vítimas mortais. A rotura ocorreu no decurso da última fase da escavação com 28m de profundidade e terá sido devida a fenómenos de percolação de água e de materiais soltos para dentro da escavação, os quais provocaram o assentamento diferencial dos prédios e, sequentemente, o seu colapso.

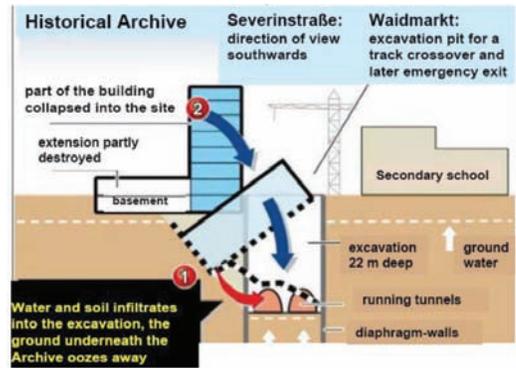
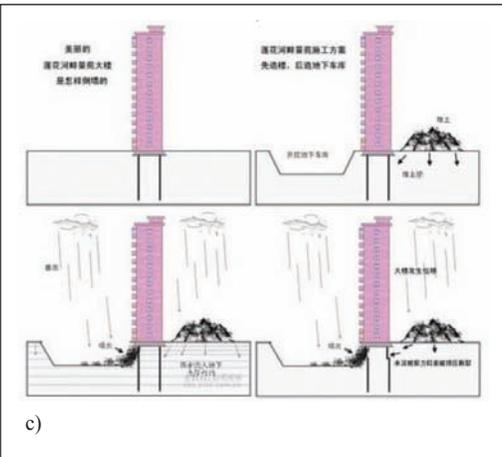
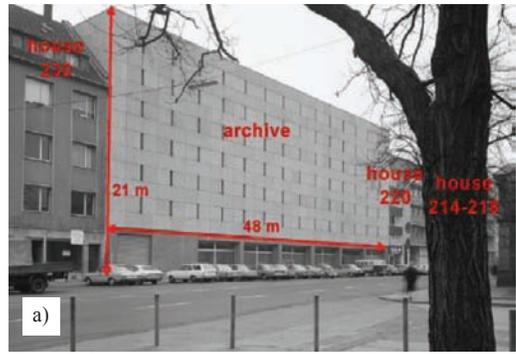


Fig. 8 – Prédio colapsado em Xangai, em junho de 2009.

Fig. 9 – Acidente em Colônia:
 a) o arquivo e os edifícios adjacentes;
 b) fotografia após o colapso;
 c) interpretação das causas do colapso (Haack, 2009).

A Figura 10 inclui duas fotografias que ilustram o escorregamento ocorrido em 2 de abril de 2013, perto de Guimarães, e que afetou de forma grave uma urbanização de construção recente. Aparentemente a construção terá sido feita numa zona de acumulação de águas sem que a própria construção previsse medidas adequadas (canalização de caudais, drenagem, aterros com características ajustadas à situação, etc.). Como se pode ver nas fotografias, o deslizamento assumiu proporções importantes (o que sugere a existência de uma camada com fracas características mecânicas, particularmente, se saturada) mas, ao contrário do caso de Xangai, as estacas parecem ter-se comportado inesperadamente bem; com efeito, atendendo às ações horizontais que o movimento dos terrenos se poderia esperar que induziriam nas estacas, e não devendo estas estar armadas para tal ação inesperada, pareceria que o mais provável é que as estacas tivessem colapsado.



Fig. 10 – Aspectos do escorregamento ocorrido em abril de 2013, perto de Guimarães.

A Figura 11 refere-se a um deslizamento de terras ocorrido em março de 2014, em Oso, EUA. Este deslizamento teve consequências dramáticas - causou 43 mortes, o mais mortal da história dos EUA. Note-se os indícios claros de instabilidade da encosta, bem visíveis na fotografia tirada antes do acidente.



Fig. 11 – Deslizamento de terras em Oso, EUA, ocorrido em março de 2014.
A fotografia da esquerda é anterior ao deslizamento e a da direita posterior.

O último caso refere-se à rotura da barragem de rejeitados da mina *Mount Polley* da *Imperial Metals* (ver Figura 12). Trata-se de uma mina a céu aberto de cobre e ouro, localizada na *British Columbia*, Canadá. A 4 de agosto de 2014 a barragem sofreu uma rotura de grandes dimensões, tendo sido largados no sistema de lagos naturais existentes nas redondezas 25 milhões de metros cúbicos de água contaminada e de resíduos de mina.



Fig. 12 – Rotura da barragem de rejeitados da mina *Mount Polley* (Canadá), em 4/8/2014.
As fotos das figuras a) foram tomadas da mesma posição, antes e depois do acidente.

3.2.4 – *Causas dos colapsos*

Delatte (2006) estudou alguns casos bem documentados de roturas de estruturas e concluiu que os seguintes aspetos são comuns a muitas delas: i) ter levado ao limite os conhecimentos e as boas práticas existentes na altura; ii) não atender aos sinais iniciais de mau comportamento; iii) problemas de supervisão durante a construção; iv) projeto pouco robusto e com falta de redundância; v) problemas de manutenção e de inspeção.

No âmbito especificamente geotécnico, Chowdhury e Flentje (2007) avançam as seguintes explicações de âmbito muito alargado: compreensão parcelar do problema ou dos princípios geomecânicos, investigação inadequada das propriedades dos materiais, modelação defeituosa, análise imprecisa, conceção pobre e inadequada, construção deficiente, falta de observação e de monitorização adequadas.

Ainda no âmbito especificamente geotécnico, Day (2009) é mais pormenorizado nas razões que apresenta para explicar as roturas; estudou diversos casos históricos de colapso publicados na bibliografia da especialidade e concluiu que as causas principais das roturas ou maus comportamentos verificados são as indicadas no Quadro 7. Constatou ainda que frequentemente os

comportamentos indesejados são devidos à conjugação de duas ou mais das razões apontadas. Seja como for, nas roturas das estruturas geotécnicas a água e/ou a pressão da água constituem dos fatores que mais frequentemente contribuem para a sua ocorrência.

Quadro 7 – Causas mais comuns de rotura de obras geotécnicas (Day, 2009).

Causa	Descrição
Investigação geotécnica inadequada	Investigação insuficiente para modelar adequadamente as condições locais pode ser devida a restrições de programa ou orçamentais. De qualquer modo, mesmo investigações cautelosas podem não revelar aspetos críticos.
Parâmetros incorretos	Devido a: i) procedimentos inadequados de amostragem e ensaio; ii) seleção imprópria de parâmetros para situações de projeto particulares (por exemplo, valores médios ou característicos, etc.) iii) subestimação da variabilidade.
Modelo de análise impróprio	Incapacidade de identificar o mecanismo de rotura crítico, por exemplo, rotura drenada/não drenada de taludes ou fundações, estabilidade externa/interna de aterros reforçados.
Estimativa das ações por defeito	Avaliação incorreta da grandeza, distribuição e combinação das ações (forças ou deslocamentos).
Níveis freáticos inesperados ou alterações do teor em água	Alterações dos níveis freáticos podem causar aumento das solicitações ou diminuição da resistência. As forças de percolação podem ter um efeito adverso. Alterações do teor em água de solos parcialmente saturados podem causar amolecimento, expansão ou colapso.
Falta de qualidade da mão de obra e dos materiais	Incumprimento (sequência e cadência) dos procedimentos construtivos e das especificações, emprego de técnicas construtivas inadequadas e materiais com propriedades em desacordo com as prescrições do projeto.
Eventos anormais	Eventos meteorológicos extremos (temperatura, precipitação ou vento), impactos acidentais, erros de construção ou de uso da estrutura.

3.3 – Capacidade de previsão do comportamento das estruturas geotécnicas

3.3.1 – *Preâmbulo*

Apesar dos muito importantes avanços já conseguidos, dadas as dificuldades envolvidas, quer de caracterização, quer de compreensão qualitativa e, sobretudo, quantitativa do comportamento dos geomateriais, a capacidade de previsão do comportamento das obras reais permanece relativamente limitada. Com efeito, os resultados da maioria dos *benchmarks* que têm sido levados a cabo têm conduzido a resultados relativamente pobres. Apresentam-se em seguida dois exemplos muito distintos, quer pelo tipo de obras em causa, quer pelos terrenos envolvidos.

3.3.2 – *Estacas construídas num maciço de solos residuais*

Embora a preparação tenha começado 2 ou 3 anos antes, em 2004, por ocasião da ISC'2 (*2nd International Conference on Site Characterization*), que decorreu na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, foi lançado um campo experimental em terrenos da própria faculdade. Com base nesse campo experimental, uma equipa coordenada e orientado por Viana da Fonseca e Jaime

Santos organizou o *International Prediction Event – Behaviour of Bored, CFA and Driven Piles in Residual Soils*, com o objetivo de estimar a capacidade de carga de estacas executadas por diferentes métodos em solo residuais do granito da cidade do Porto. Todos os elementos relativos ao evento, bem como algumas interpretações posteriores foram reunidos num volume publicado em 2008 (Viana da Fonseca e Santos, 2008).

A caracterização da zona onde foram construídas as estacas foi feita de forma cuidadosa e usando ensaios de diversos tipos, quer de campo, quer de laboratório. Resumidamente foram executados os seguintes trabalhos de caracterização geotécnica: i) 4 furos de sondagem com comprimentos superiores a 19m, 2 deles, e a 11m, os outros dois; ii) ensaios SPT nos 4 furos, espaçados de 1,5m; iii) 9 ensaios CPT com comprimentos entre os 5 e os 9m; 3 foram realizados depois da cravação das estacas C1 e C2; iv) 3 × 3 ensaios pressiométricos PMT; v) 9 ensaios com o dilatómetro de Marchetti DMT com comprimentos entre os 4 e os 10m; 4 foram realizados depois da cravação das estacas C1 e C2; vi) ensaios de refração sísmica; vii) ensaio sísmico entre furos (*crosshole*); viii) ensaios de laboratório em amostras de elevada qualidade; foram realizados 6 ensaios triaxiais CK₀D – 4 em compressão e 2 em extensão – com medição local das deformações, 2 ensaios de coluna ressonante e 1 ensaio edométrico.

No campo experimental foram executados 3 pares de estacas com 6m de comprimento, 1 par de estacas cravadas pré-fabricadas (C1 e C2) de secção quadrada com 350mm de lado, 1 par de estacas moldadas com revestimento provisório dos furos (E0 e E9) com 600mm de diâmetro e 1 par de estacas moldadas em furos abertos com trado contínuo (T1 e T2), com o mesmo diâmetro. Foram ainda executadas 8 estacas do tipo E (E1 a E8), com comprimentos da ordem dos 22m, para servirem de reação para os ensaios estáticos. As estacas C2, E0 e T2, com 6m de comprimento, bem como as estacas E2 e E6, com 22m, foram sujeitas a ensaios (verticais) dinâmicos de elevada deformação. As estacas C1, E9 e T1, com 6m de comprimento, foram ensaiadas estaticamente (na vertical). As estacas E9 e T1 foram instrumentadas com 6 extensómetros colocados em tubos de PVC instalados no centro das estacas e ancorados com espaçamentos de 1,02m entre eles; esta instrumentação permitiu estudar a mobilização da resistência lateral. Na base da estaca E9 foi instalada uma célula de carga.

Tendo-lhes sido enviada toda a documentação relativa à caracterização do campo experimental, solicitou-se aos participantes a estimativa de um valor para a capacidade de carga de cada um dos 3 tipos de estacas ensaiadas estaticamente, para posterior comparação com os resultados dos respetivos ensaios de carga. Participaram 32 equipas, 9 das quais portuguesas. O Quadro 8 mostra o número de previsões que foram apresentadas.

Quadro 8 – Previsões apresentadas e métodos usados.

Métodos		Estacas moldadas (E9)	Estacas a trado (T1)	Estacas cravadas (C1)
Analíticos baseados em fórmulas de capacidade de carga usando os parâmetros fundamentais, c' , ϕ' , etc.		15	15	16
Empíricos baseados nos resultados de ensaios “ <i>in situ</i> ”	- SPT	19	11	18
	- CPT	35	18	54
	- PMT	8	8	6

Seja $R_Q = Q / Q\text{-SPLT}$ ($s/b=10\%$) a razão entre a resistência prevista, Q , pelos diferentes participantes no evento e a resistência medida no ensaio para um assentamento de 10% do diâmetro da estaca, $Q\text{-SPLT}$ ($s/b=10\%$). As previsões efetuadas, em termos dos respetivos valores de R_Q , são reunidas nas seguintes figuras:

- Figura 13: para as estacas T1 (lado 1, esquerdo) e E9 (lado 2, direito) apresentam-se, para todas as previsões, os valores de R_Q relativos a: a) resistência da estaca; b) resistência lateral (SR – shaft resistance; c) resistência de ponta (BR – base resistance);
- Figura 14: para a estaca C1 apresentam-se, para todas as previsões, os valores de R_Q relativos à resistência da estaca.

No que respeita às estacas moldadas T1 e E9 verifica-se que: 1º) as previsões relativas à resistência das estacas situam-se na sua maioria do lado não seguro, isto é, são demasiado otimistas; 2º) as previsões das resistências totais, globalmente pouco ajustadas às resistências medidas, em ambos os casos resultam da “conjugação estranha” de duas previsões completamente erradas; com efeito, em termos praticamente unânimes, todos os métodos sobrestimam muito acentuadamente

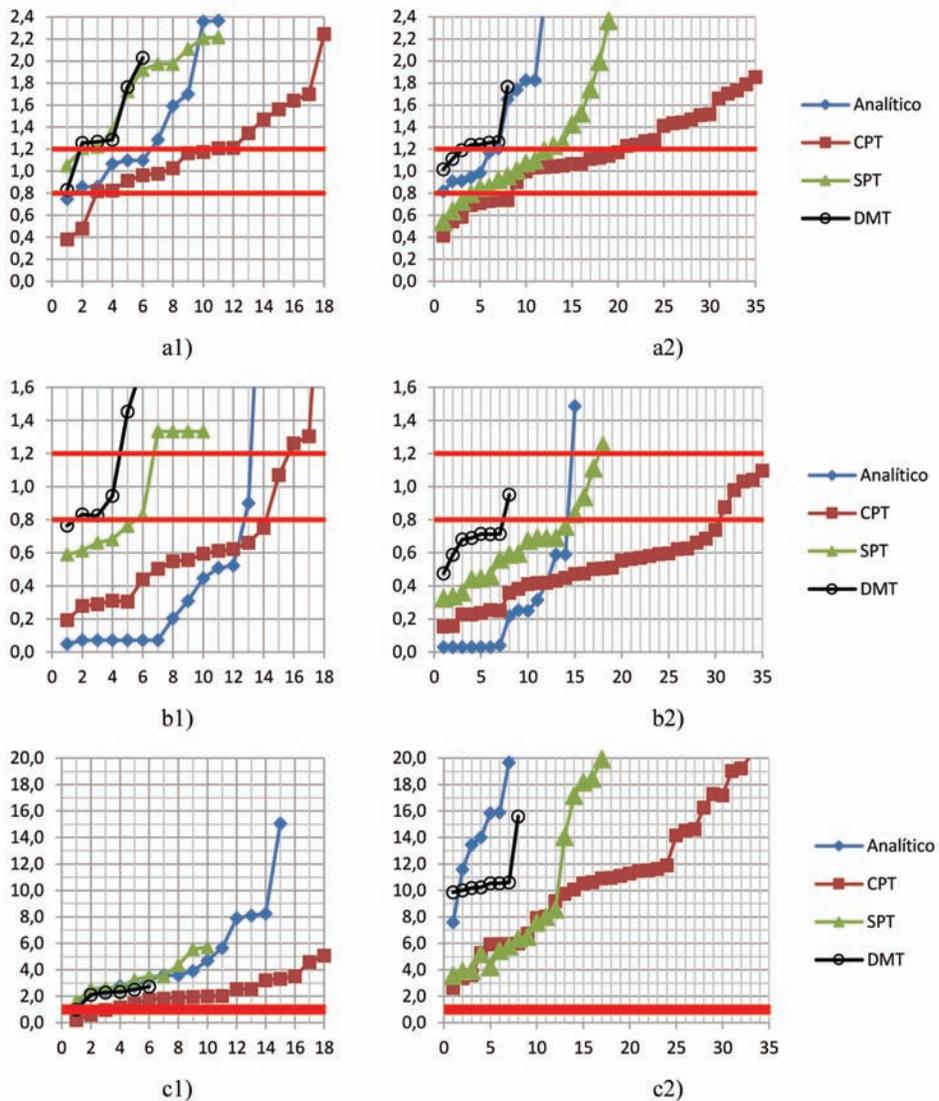


Fig. 13 – Estacas T1 (lado 1, esquerdo) e E9 (lado 2, direito). Todos os valores previstos das razões R_Q relativas a: a) resistência da estaca; b) resistência lateral; c) resistência de ponta.

(mais na estaca E9) a resistência de ponta e, em compensação, embora menos unanimemente e não tão acentuadamente, subestimam (mais na estaca E9) a resistência lateral; portanto, pode dizer-se que, de uma forma genérica, o mecanismo de mobilização das resistências não é adequadamente captado pelas metodologias empregues pelos participantes no evento; pode-se mesmo enfatizar dizendo que está muito longe de o ser.

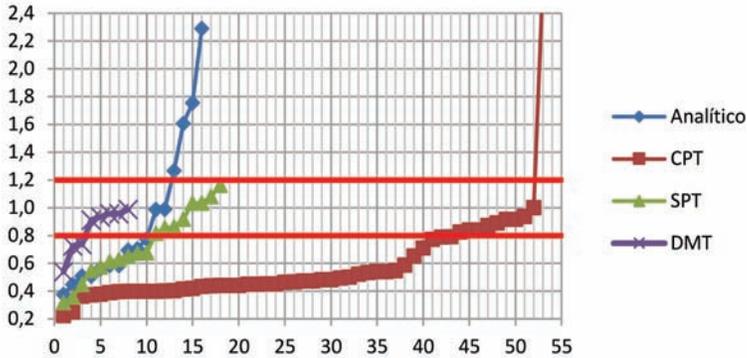


Fig. 14 – Estaca C1. Todos os valores previstos da razão R_Q relativa à resistência da estaca.

No que concerne à estaca pré-fabricada cravada constata-se que a maioria das previsões subestima a resistência da estaca.

A ideia geral com que se fica do cuidadoso exercício de previsão efetuado é que os métodos empregues – provavelmente a maior parte deles desenvolvidos para maciços sedimentares – não conseguem captar as características específicas dos solos residuais.

Com efeito, poder-se-á argumentar que a má qualidade genérica destas previsões é consequência do facto de se tratar de solos residuais. Apesar da cuidada caracterização dos materiais existentes no campo experimental, a complexidade do comportamento dos solos residuais, o desconhecimento que ainda existe sobre as características desse comportamento e a falta de experiência suficiente da aplicação a solos residuais de metodologias essencialmente desenvolvidas para solos sedimentares, sem as necessárias adaptações – as quais só são passíveis de ser as adequadas após a obtenção de um lastro experimental suficiente – não permitem que, no estado atual dos conhecimentos, se obtenham resultados mais encorajadores.

3.3.3 – Escavação suportada por cortina ancorada em maciço arenoso

O segundo caso, descrito por Schweiger (2002), é completamente distinto do anterior: i) refere-se ao comportamento em serviço de uma escavação ancorada; ii) envolve um maciço arenoso (as areias de Berlim) relativamente bem conhecido das equipas que participaram na previsão; iii) não se procedeu a uma caracterização especial do sítio da obra. De acordo com Schweiger (2002) entendeu-se que o exercício de previsão devia, o mais possível, emular as metodologias habitualmente usadas nos projetos da engenharia prática da mesma tipologia. Assim, o exercício teve as seguintes características (ver Figura 15):

- Apenas foi fornecido um conjunto limitado de dados relativos às propriedades das areias de Berlim; isto porque, na prática, dificilmente os dados requeridos pelas análises numéricas são fornecidos nos relatórios geotécnicos; assim, foram indicados valores de referência dos parâmetros de deformabilidade e resistência frequentemente usados no dimensionamento de escavações nas areias de Berlim: i) $E_s \approx 20\,000 \sqrt{z}$ kPa, para $0 < z < 20$ m, e $E_s \approx 60\,000 \sqrt{z}$

kPa, para $z > 20$ m; ii) $\phi' = 35^\circ$ (compacidade média); iii) $\gamma = 19$ kN/m³, $\gamma' = 10$ kN/m³ e $K_0 = 1 - \sin \phi'$;

- Disponibilizaram-se os resultados de ensaios edométricos (em amostra soltas e compactas) e de ensaios triaxiais (de amostras compactas e com tensões de confinamento de 100, 200 e 300 kPa); contudo foi deixado ao critério dos participantes a avaliação cuidadosa, face à sua experiência, dos valores da deformabilidade a usar nos cálculos;
- Para a parede de betão armado propuseram-se as seguintes propriedades (elástico linear): $\gamma = 24$ kN/m³, $E = 30$ MPa e $\nu = 0,15$;
- O problema emula uma obra real na qual se mediram os deslocamentos horizontais da parede; foram fornecidas as forças de pré-esforço aplicadas às ancoragens; a sequência construtiva é a seguinte: estado de tensão inicial; 1ª fase – rebaixamento do nível freático até -17,90 m; 2ª fase – escavação até -4,80 m; 3ª fase – pré-esforço das ancoragens do 1º nível (-4,30 m); 4ª fase – escavação até -9,30 m; 5ª fase – pré-esforço das ancoragens do 2º nível (-8,80 m); 6ª fase – escavação até -14,35 m; 7ª fase – pré-esforço das ancoragens do 3º nível (-13,85 m); 8ª fase – escavação até -16,80 m;
- Considera-se que o problema é de deformação plana, que o efeito da construção da parede pode ser desprezado e que o *cut off* hidráulico instalado à profundidade de 33m (ver Figura 15) não constitui um suporte estrutural;
- Não se impôs qualquer restrição quanto ao modelo constitutivo, à discretização, ao tipo de elementos, etc.; sugeriu-se o uso de elementos de interface entre a parede e o solo (com resistência $\phi' / 2$) e as dimensões do domínio, a considerar nos cálculos, indicadas na Figura 15.

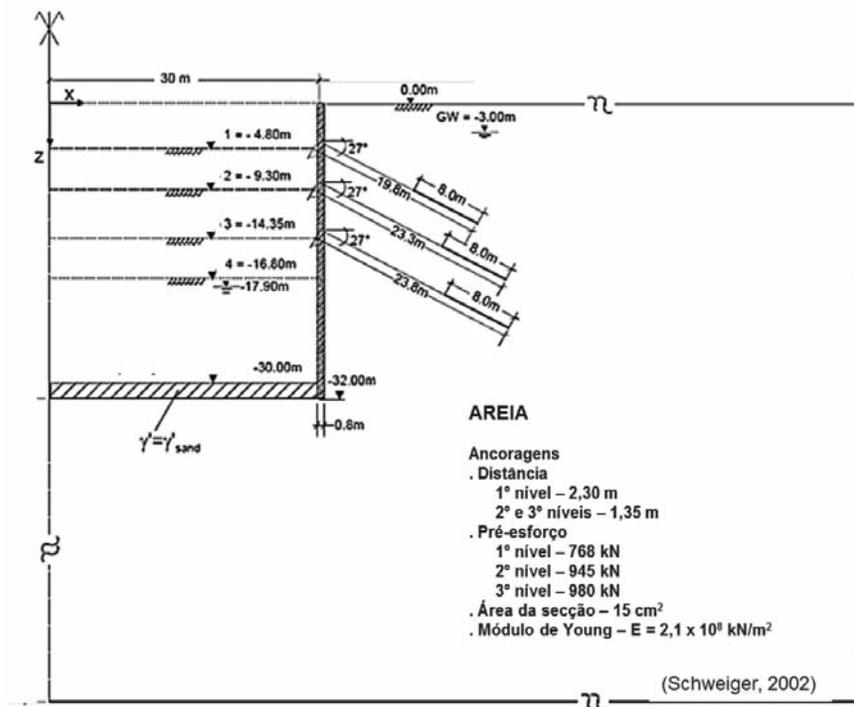


Fig. 15 – Características da escavação ancorada em areias de Berlim (Schweiger, 2002).

Foram apresentadas 20 previsões do comportamento da parede elaboradas por engenheiros geotécnicos ou equipas de universidades e de empresas de consultoria. Foi usada uma larga variedade de programas e de leis constitutivas; a maioria usou modelos elástico-plástico perfeitos (8 análises) e com endurecimento (6 análises); foram ainda usadas formulações hipoplásticas (3 previsões). Os vários participantes não divergiram significativamente nos valores dos parâmetros de resistência do terreno que admitiram mas discrepam na dilatação, havendo valores entre 0 e 15°. Como seria de esperar houve um leque mais aberto de opções no que respeita à deformabilidade, sendo que a maioria dos analistas adotou valores muito suportados na sua própria experiência. As opções respeitantes às interfaces, ao tipo de elementos, às dimensões do domínio analisado, ao processo de modelação das ancoragens, aos detalhes da implementação dos modelos constitutivos e ao processo de resolução do sistema não linear também foram diversas.

Na Figura 16 a) e b) mostram-se os deslocamentos finais obtidos em 14 dos 20 cálculos: i) os deslocamentos horizontais máximos da parede previstos variam entre 8 e 67mm; ii) os assentamentos máximos da superfície do terreno previstos situam-se entre -16 (levantamento) e 45mm. Note-se que Schweiger (2002) entendeu não considerar 6 dos 20 cálculos: i) em 5 deles obtiveram-se deslocamentos muito superiores (deslocamentos horizontais máximos entre 75 e 230mm e assentamentos entre 70 e 275mm) porque, ao contrário de todos os restantes analistas, adotaram para o terreno parâmetros de deformabilidade baseados nos resultados dos ensaios edométricos, muito inferiores aos recomendados na bibliografia; ii) no outro obteve-se um resultado muito pouco razoável e, por isso, pouco expectável, visto que, no final da construção, a parede se deslocava contra o terreno 30mm e a superfície se levantava cerca de 50mm.

Em relação aos deslocamentos horizontais medidos da parede (no topo ± 20 mm, máximo de ± 31 mm, a cerca de 10m de profundidade, e ± 28 mm, na base da escavação a 16,8m de profundidade), verifica-se o seguinte: a) duas estimativas (B15, sobretudo, e B11) ajustam-se muito razoavelmente ao medido; b) um cálculo (B9) prevê deslocamentos na zona central cerca de 40% superiores aos medidos, mas afasta-se muito tanto no topo como no pé da parede; c) os restantes cálculos afastam-se muito dos valores medidos, sendo que a maioria prevê deslocamentos horizontais superiores (1,5 a 2,5 \times) ou muito superiores (até 8 \times) aos medidos; d) em contrapartida, alguns cálculos preveem deslocamentos muito inferiores (menos de metade) aos medidos.

Também no que respeita às forças nas ancoragens (Figura 16 c) a flutuação das previsões é muito acentuada. O mesmo se verifica no tocante à previsão dos momentos flectores da parede.

Esta grande discrepância dos resultados dos cálculos é devida, entre outras razões, a que os vários participantes usaram modelos numéricos diversos. Nessa medida, poder-se-á argumentar que devido a essa diversidade a comparação dos resultados não faz sentido. Ora, como muito bem refere Schweiger (2002), não se pode ignorar o facto de que isso é o que acontece na prática e que o objetivo do exercício é testar as metodologias aplicadas na prática profissional. Ademais, segundo Schweiger (2002) a maioria dos analistas fez opções razoáveis quer no que concerne aos valores assumidos para os parâmetros fundamentais quer no tocante aos pormenores da modelação. Uma vez que não parece ser razoável que os resultados de análises efetuadas por pessoas capazes e com experiência mostrem uma variação “dependente do autor” de 100% ou mais, conclui-se que a complexidade dos problemas geotécnicos exige um aprofundamento dos conhecimentos e das metodologias, o que passa também pelo estabelecimento de recomendações e de normas, quando for possível.

3.4 – Lacunas

As dificuldades em determinar os parâmetros geotécnicos apropriados, particularmente os que caracterizam a deformabilidade, configuram uma situação indesejável mas representam o que se passa na prática corrente atual. Como bem ilustra o primeiro caso relatado na secção anterior, tal

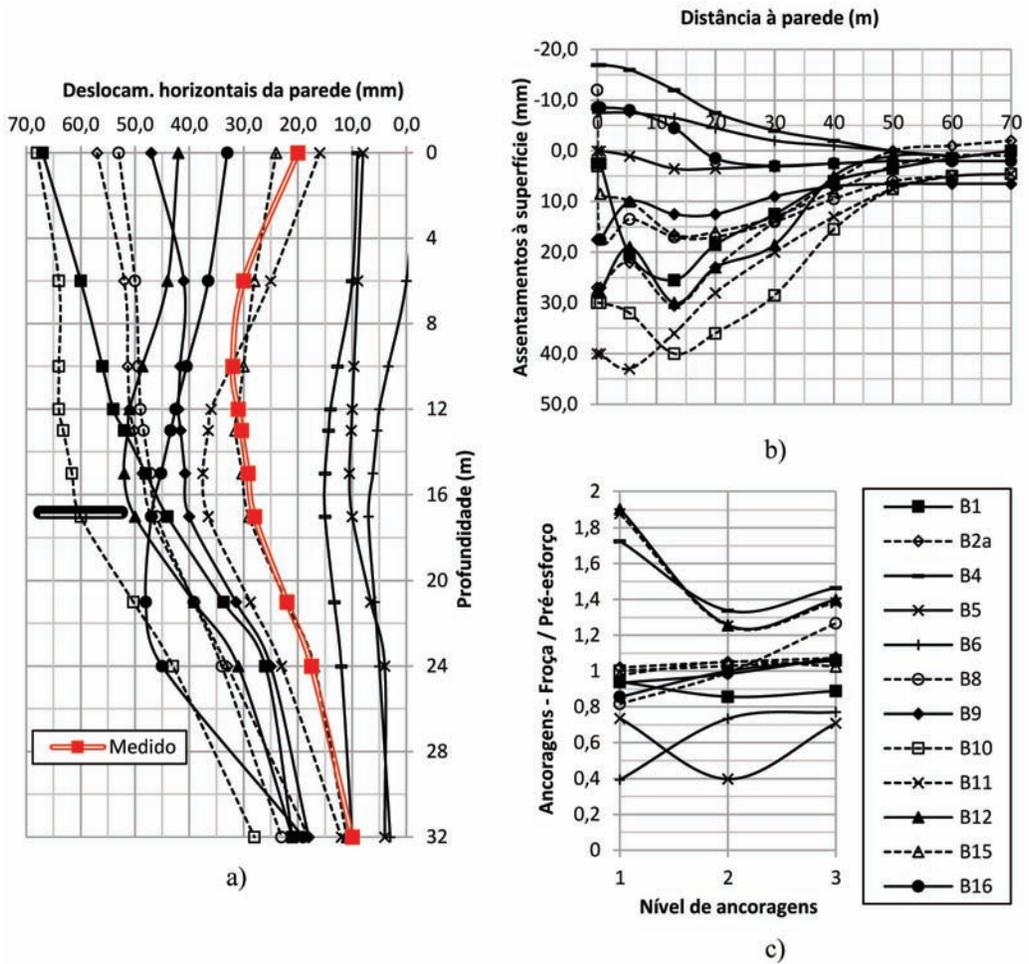


Fig. 15 – Valores finais calculados: a) deslocamentos horizontais da parede; b) assentamentos da superfície do terreno; c) forças nos 3 níveis de escoras (Schweiger, 2002).

não se deve apenas a que, na maioria dos casos práticos, as investigações e os relatórios geotécnicos não têm a profundidade que é imprescindível para “alimentar” adequadamente os modelos numéricos mais sofisticados. Com efeito, no estado atual dos conhecimentos e da prática, há inequivocamente claras carências nos seguintes domínios:

- Capacidade de explorar e caracterizar adequadamente os maciços terrosos e as suas incertezas; realmente melhorar as capacidades de “ver dentro da Terra” constitui talvez a necessidade atual mais importante da geoengenharia, seja qual for o problema específico a ser resolvido; há necessidade de técnicas de caracterização do subsolo mais rápidas, com melhores relações custo-benefício, mais precisas e menos invasivas (NRC, 2006);
- Metodologias para a adequada consideração das heterogeneidades dos maciços e as eventuais descontinuidades;
- Melhorar a capacidade de caracterizar a variabilidade espacial das propriedades dos maciços, a incerteza dessas propriedades e do comportamento dos mesmos e, consequentemente, a fiabilidade dos sistemas;

- Caracterização e compreensão do comportamento dos maciços que não se enquadram nos paradigmas em que se fundam as Mecânicas dos Solos e das Rochas clássicas; caracterização dos materiais que estão na faixa entre os solos duros e as rochas brandas (xistos, argilitos, granitos decompostos e outros materiais naturais frequentes);
- Aprofundar o conhecimento dos efeitos da não saturação no comportamento dos maciços terrosos e da sua importância na compreensão do desempenho de estruturas geotécnicas;
- Compreender o comportamento das estruturas geotécnicas, tendo em atenção as trajetórias de tensão reais e a sua influência no comportamento dos solos;
- Subsiste uma grande necessidade de definir procedimentos e normas relativas à aplicação fiável de modelos numéricos na prática da engenharia geotécnica (Schweiger, 2002).

Para além destas, identificam-se ainda as seguintes lacunas (NRC, 2006):

- Melhorar os métodos de deteção e de monitorização, incluindo melhores tecnologias geofísicas e de controlo remoto, instrumentação mais confiável e precisa, técnicas mais avançadas de aquisição, processamento e armazenamento de dados e de incorporação dos dados recolhidos em sistemas de informação adequados.
- Entender e prever o comportamento a longo prazo das edificações e das estruturas geotécnicas, incluindo os efeitos do tempo nos maciços afetados pelas construções. As propriedades e os fatores condicionantes mudam com o tempo, mas a nossa capacidade de prever com precisão o que vai acontecer é limitada, mesmo no decurso de períodos de tempo curtos.
- Compreender os processos biogeoquímicos dos solos e rochas, visando dois propósitos: (1) uma melhor compreensão da composição e das propriedades dos solos e das rochas e do modo como elas podem mudar com o tempo; (2) esse maior conhecimento pode abrir as portas a novos processos de remediação para aplicações ambientais e a aplicações inovadoras e sustentáveis de técnicas de estabilização e de melhoramento dos maciços terrosos.
- Melhorar os métodos e técnicas de estabilização e de melhoramento dos solos. Mais do que nunca há que lidar com locais e condições de subsolo que são inadequados, especialmente nas áreas urbanas e nas megacidades, tanto de países desenvolvidos como em desenvolvimento. São necessários métodos de tratamento menos dispendiosos e mais eficazes para melhorar os solos e as rochas, para uso como suporte de fundações e como materiais de construção.
- Melhorar a compreensão e a capacidade de previsão do comportamento dos terrenos sob cargas extremas e em ambientes extremos. Compreender e prever o comportamento sob cargas extremas é essencial no âmbito dos esforços visando a mitigação de riscos. Entender o comportamento dos terrenos em ambientes extremos, incluindo o fundo do oceano, as regiões polares, a Lua ou Marte, proporciona novas oportunidades e desafios técnicos e científicos.
- Desenvolver as bases de dados e os modelos relativos ao subterrâneo, incluindo dados geológicos e geotécnicos, informações sobre o ambiente construído (por exemplo, localização dos serviços públicos subterrâneos), elementos relativos aos recursos naturais, dados ambientais e resultados de monitoração de riscos naturais e das condições ambientais.
- Aplicar tecnologias avançadas de computação e de informação e sistemas de comunicação. Estas tecnologias vão condicionar o que pode ser investigado e como, pois delas depende a

possibilidade, por um lado, de articulação dos equipamentos, potenciando as capacidades disponíveis, e, por outro, de integração, em tempo real, das análises e das observações complementares de carácter experimental, computacional e prototípico.

Por fim, saliente-se que no âmbito do melhoramento das capacidades de previsão dos comportamentos das obras reais, o *benchmarking* dos modelos e das metodologias é muito importante na engenharia geotécnica, provavelmente mais do que em outras áreas da engenharia, porque (adaptado de Schweiger, 2002): i) o domínio a analisar geralmente não está bem definido; ii) nem sempre é claro se se devem usar modelos contínuos ou descontínuos; iii) existem muitos modelos constitutivos mas não existe um “modelo aprovado” para cada tipo de solo; iv) em muitos casos os detalhes da construção não podem ser modelados muito rigorosamente no espaço e no tempo; v) a interação solo-estrutura é em geral importante e exige a adoção de tratamentos particulares; vi) os pormenores da implantação e as metodologias de solução (de problemas não lineares, como, em geral, são os geotécnicos) podem afetar os resultados de certos problemas.

4 – AGRADECIMENTOS

O autor agradece a cuidada revisão do texto feita pelo colega e amigo Professor José Couto Marques.

5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aon Benfield (2014). *Annual Global Climate and Catastrophe Report - Impact Forecasting 2013*.
- 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*. Electronic Journal of the Faculty of Civil Engineering Osijek, e-gfos, no. 3, December 2011, pp.120-136.
- Breedevel, J. (2012). *Future position of Geotechnical Engineering*. (http://www.kiviniria.nl/eygec/papers/keynote_breedevel.pdf)
- Cadden, A.; Gomez, J.; Bruce, D.; Armour, T. (2004). *Micropiles: recent advances and future trends*. Current Practices and Future Trends in Deep Foundations, edited by J.A. DiMagio and M.H. Hussein, ASCE Geotechnical Special Publication 125.
- Cardoso, A.S. (2013). *Questões de segurança*. Revista Geotecnia, nº 127.
- 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.
- CIOB – The Chartered Institute of Building (2013). *Corruption in the UK Construction Industry*.
- Clark, G. (2007). *A Farewell to Alms – A Brief Economic History of the World*. Princeton University Press. Traduzido em 2008 para português com o título “Um Adeus às Esmolas – Uma Breve Historia Económica do Mundo”, Editorial Bizâncio.
- 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.

- Day, P. (2009). *What is failure*. Chapter 2 of Forensic Geotechnical Engineering, edited by V.V.S. Rao, TC40 - Forensic Geotechnical Engineering, Int. Soc. for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.
- Delatte, N. (2006). *Learning from failures*. Civil Engineering Practice Fall/Winter 2006, Boston Society of Civil Engineers Section/ASCE, pp.21-38.
- CRED – Centre for Research on the Epidemiology of Disasters (2014). *Emergency Events Database EM-DAT*. The OFDA / CRED International Disaster Database – www.emdat.be – Université Catholique de Louvain, Brussels, Belgium (consultada em 2014).
- Flyvbjerg, B. (2005). *Policy and Planning for Large Infrastructure Projects: Problems, Causes, Cures*. World Bank Policy Research Working Paper 3781.
- Flyvbjerg, B. (2006). *From Nobel prize to project management: getting risks right*. Project Management Journal, Vol. 37, No. 3, pp. 5-15.
- Flyvbjerg, B. (2014). *What You Should Know About Megaprojects and Why: An Overview*. Project Management Journal, Vol. 45, No. 2, pp.6–19.
- Flyvbjerg, B.; COWI. (2004). *Procedures for dealing with optimism bias in transport planning: Guidance document*. UK Department for Transport, London.
- Flyvbjerg, B.; Holm, M.K.S.; Buhl, S.L. (2002). *Underestimating costs in public works projects: Error or lie?* Journal of the American Planning Association, 68(3), pp.279-295.
- Flyvbjerg, B.; Holm, M.K.S.; Buhl, S.L. (2004). *What causes cost overrun in transport infrastructure projects?* Transport Reviews, 24(1), pp.3-18.
- Flyvbjerg, B.; Holm, M.K.S.; Buhl, S.L. (2005). *How (in)accurate are demand forecasts in public works projects? The case of transportation*. Journal of the American Planning Association, 71(2), pp.131-146.
- 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.
- Haack, A. (2009). *Construction of the North-South-Metro Line in Cologne and the accident on March 3rd*. International Symposium on Social Management Systems (SSMS).
- Hajra, M.G. (2012). *Sustainability in geotechnical engineering: current and future trends in research, education & professional practice*. Louisiana Civil Engineering Conference and Show 2012, Pontchartrain Center Kenner.
- Hansford, P. (2011). *Delivering value*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Civil Engineering, Vol. 164, Issue 1.
- Hardoon, D.; Heinrich, F. (2011). *Bribe Payers Index 2011*. Report of the Transparency International – The Global Coalition Against Corruption.

- IITG/IGS – Indian Institute of Technology Guwahati/Indian Geotechnical Society (2012). Proceedings of the National Workshop on Emerging Trends in Geotechnical Engineering, edited by A. Murali Krishna.
- IPCC – Intergovernmental Panel on Climate Changes (2000). *Emissions Scenario*. Special Report. Summary for Policymakers.
- IPCC – Intergovernmental Panel on Climate Changes (2007). *Climate Change 2007, Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*:
- 1) Synthesis Report, Contribution of Working Groups I, II and III, Core Writing Team, R.K. Pachauri, & A. Reisinger, eds., Geneva, 104 p.
 - 2) The Physical Science Basis, Contribution of Working Group I, S. Solomon, D. Qin, M. Manning, Z. Chen, M. Marquis, K.B. Averyt, M. Tignor & H.L. Miller, eds., Cambridge University Press, Cambridge, 996 p.
 - 3) Impacts, Adaptation and Vulnerability, Contribution of Working Group II, M.L. Parry, O.F. Canziani, J.P. Palutikof, P.J. van der Linden, & C.E. Hanson, eds., Cambridge University Press, Cambridge, 976 p.
 - 4) Mitigation, Contribution of Working Group III, B. Metz, O.R. Davidson, P.R. Bosch, R. Dave, & L.A. Meyer, eds., Cambridge University Press, Cambridge, 851 p.
- Keaton, J.R. (2010). *Modern trends in engineering geology*. Environmental and Engineering Geology – Encyclopedia of Life Support Systems, Vol. 1: 1-10.
- Kenny, C. (2009). *Why Do People Die in Earthquakes? The Costs, Benefits and Institutions of Disaster Risk Reduction in Developing Countries*. Policy Research Working Paper 4823, WPS4823, Sustainable Development Network, Finance Economics & Urban Department, The World Bank, January 2009.
- Lambe, T.W. (1973). *Predictions in soil engineering*. Géotechnique 23, No. 2, pp.149-202.
- Lo, R.C.; Wang, Y. (2012). *Lessons learned from recent earthquakes – geoscience and geotechnical perspectives*. Chapter 1 of Advances in Geotechnical Earthquake Engineering – Soil Liquefaction and Seismic Safety of Dams and Monuments, edited by Abbas Moustafa, publisher InTech, 436 pages.
- 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.
- Maddison, A. (2014). Maddison Historical GDP Data.
(<http://www.worlddeconomics.com/Data/MadisonHistoricalGDP/Madison%20Historical%20GDP%20Data.efp>)
- Marr, W.A. (2006). *Geotechnical Engineering and Judgment in the Information Age*. Proceedings of the GeoCongress 2006, Geotechnical Engineering in the Information Technology Age, edited by D.J. DeGroot, J.T. DeJong, J.D. Frost & L.G. Baise, the Geo-Institute of the American Society of Civil Engineers, pp.1-17.

- Matos Fernandes, M. (2010). *Deep urban excavations in Portugal: practice, design, research and perspectives*. Manuel Rocha Lecture, Soils and Rocks, Issue No.3.
- Meehl, G.A.; Stocker, T.F.; Collins, W.D.; Friedlingstein, P.; Gaye, A.T.; Gregory, J.M.; Kitoh, A.; Knutti, R.; Murphy, J.M.; Noda, A.; Raper, S.C.B.; Watterson, I.G.; Weaver, A.J.; Zhao, Z.-C. (2007). *Global Climate Projections*. Climate Change 2007: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Solomon, S., D. Qin, M. Manning, Z. Chen, M. Marquis, K.B. Averyt, M. Tignor and H.L. Miller (eds.)]. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA.
- 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.
- Nicholson, D.; Tse, C.; Penny, C. (1999). *The Observational Method in ground engineering – principles and applications*. Report 185, CIRIA, London.
- 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.
- NRC – National Research Council (2010). *Advancing the Science of Climate Change - America's Climate Choices*. Panel on Advancing the Science of Climate Change, Board on Atmospheric Sciences and Climate, Division on Earth and Life Studies, National Academies Press.
- Pau, L.Y.; Chau, K.S. (2012). *Catalogue of Notable Tunnel Failure Case Histories (up to October 2012)*. 3rd edition. Prepared by Mainland East Division Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering and Development Department, The Government of the Hong Kong Special Administrative Region, October 2012.
- Reddy, K.R. (2011). *Emerging trends in remediation of contaminated sites in the United States*. Proceedings of the US-Japan Workshop on Geoenvironmental Engineering, Kyoto, Japan.
- Rzevski, G.; Skobelev, P. (2014). *Managing Complexity*. WIT Press.
- Schweiger, H.F. (2002). *Benchmarking in geotechnics 1 – Part I: Results of benchmarking*. Computational Geotechnics Group, CGG_IR006_2002.
- 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.
- Shane, J.; Strong, K.; Gransberg, D. (2012). *Project management strategies for complex projects*. Guidebook, Resources, and Case Studies. Prepared for the Strategic Highway Research Program 2 (SHRP 2 Renewal Project R10), Transportation Research Board of the National Academies.
- Simpson, B.; Tatsuoka, F. (2008). *Geotechnics: the next 60 years*. Géotechnique 58, No.5, pp.357-368.

- Solana, J. (2014). *Las grietas del cambio climático*. El País, 15 de agosto de 2014.
- Tan, Y.-C.; Chow, C.-M. (2009). *Current and future trends of geotechnical engineering in Malaysia*. (http://www.gnpgeo.com.my/download/publication/2007_04.pdf)
- UN – United Nations (2010). *World Urbanization Prospects - The 2009 Revision – Highlights*. Department of Economic and Social Affairs, Population Division, ESA/P/WP/215.
- UNDP – United Nations Development Programme (2010). *Human Development Report 2010*.
- UNFCCC – United Nations Framework Convention on Climate Change (1992). United Nations Conference on Environment and Development (UNCED). Rio de Janeiro. (<http://unfccc.int/resource/docs/convkp/conveng.pdf>.)
- UNFCCC – United Nations Framework Convention on Climate Change (2009). *National Adaptation Programmes of Action*. (http://unfccc.int/national_reports/napa/items/2719.php.)
- USGCRP – US Global Change Research Program (2009). *Global Climate Change Impacts in the United States*. New York, Cambridge University Press.
- Viana da Fonseca, A.; Santos, J. (2008). *International Prediction Event – Behaviour of Bored, CFA and Driven Piles in Residual Soil*. ISC'2 Experimental Site, 670p.
- WB/UN – The World Bank/The United Nations (2010). *Natural hazards, unnatural disasters: the economics of effective prevention*. The International Bank for Reconstruction and Development/The World Bank.
- WDR – World Development Report (2009). *Reshaping Economic Geography*. The International Bank for Reconstruction and Development / The World Bank.
- WEF – World Economic Forum (2011). *A vision for managing natural disaster risk - Proposals for public/private stakeholder solutions*.

CONSIDERAÇÃO DE DETALHES EXECUTIVOS NO PROJETO DE TALUDES COM SOLO GRAMPEADO

Considerations on execution details in soil nailing slope design

Denise Maria Soares Gerscovich*

Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão**

André Pereira Lima***

Cauê Antonio Barreto Rosa****

RESUMO – A técnica de estabilização com solo grampeado, ou pregado, consiste na instalação de elementos de reforço semirrígidos na massa de solo. O processo construtivo é realizado em etapas sucessivas de escavação, abertura de um furo para execução do grampo normal à face com a instalação da barra de aço, envolvida com calda de cimento, por gravidade ou por injeção em uma ou mais vezes. Ao final a face da escavação é protegida com tela metálica e revestida com concreto projetado. Os grampos são mobilizados em decorrência do desconfinamento induzido pela escavação progressiva do solo. Junto à parede, o grampo poderá ter deslocamento restringido ou livre, dependendo do tipo de acabamento. O projeto baseia-se, em geral, em análises de equilíbrio limite, sendo necessário o conhecimento da resistência ao cisalhamento (q_s) mobilizada no contato solo-grampo. O valor de q_s adotado no projeto deve ser confirmado em ensaios de arrancamento durante a obra. Há sugestões, na literatura, de correlações empíricas para estimar q_s em função do índice de resistência à penetração (N_{SPT}). Este trabalho tem como objetivo ressaltar influência dos aspectos construtivos na estimativa de parâmetros de projeto e no comportamento da obra, em termos de deslocamento e tensões transmitidas aos grampos. É apresentada uma nova proposta de correlação entre os valores de q_s e N_{SPT} , para solos típicos brasileiros. Adicionalmente, recomenda-se cautela ao se fazer uma previsão numérica do comportamento tensão-deformação de taludes grampeados, de modo a incorporar os aspectos executivos.

ABSTRACT – The soil nailing technique consists on the installation of semi-rigid reinforcing elements in the soil mass. Construction is carried out in successive excavation stages, drilling a hole normal to the face, for positioning the reinforcing steel bar surrounded by cement grout, inserted by gravity or multiple pressure injections. After that, the excavation face is protected with wire mesh and shotcreted. The soil-nail shear interaction is mobilized by the lateral decompression caused by successive soil excavation stages. At the excavation face the nail may be free to move or fixed to the concrete layer, depending on its ending details. The design is based on the limit equilibrium approach, and requires estimation of the unit strength at soil-nail interface (q_s). This value shall be preferably obtained by in situ pullout tests. However, the literature offers several empirical correlations for estimating q_s from standard penetration test values (N_{SPT}). This paper highlights the influence of construction aspects in estimating soil nailing design parameters and in predicting the reinforced slope behavior in terms of displacement and stresses. As a result, a new q_s vs. N_{SPT} correlation

* Professora Associada, Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade do Estado do Rio de Janeiro.
E-mail: deniseg@uerj.br

** Professor Associado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio. E-mail: sayao@puc-rio.br

*** Professor Titular, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Veiga de Alemeida.
E-mail: andre.pereira@uva.br

**** Auxiliar de Pesquisa em Engenharia Civil, Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade do Estado do Rio de Janeiro. E-mail: caueanrosa@yahoo.com

is suggested for Brazilian soils. Additionally, caution is recommended for the prediction of the stress-strain behavior of soil nailed slopes, if the numerical tool does not adequately address execution details.

PALAVRAS CHAVE – Solo pregado, solo grampeado, tipos de grampos, ensaio de arrancamento, N_{SPT} .

1 – INTRODUÇÃO

A técnica de grampeamento (ou pregagem) tem se mostrado prática e eficiente para a estabilização (provisória ou permanente) de taludes e escavações em solos. Os projetos são em geral elaborados utilizando métodos de equilíbrio limite, onde as tensões cisalhantes no maciço são confrontadas com a resistência ao cisalhamento mobilizada, obtendo-se o valor do fator de segurança (FS) na superfície potencial de ruptura. O resultado considera que as deformações no maciço são desprezíveis, ou ficam restritas a níveis aceitáveis para o projeto. O cálculo dessas deformações requer o uso de ferramentas numéricas capazes de reproduzir as etapas construtivas.

Independente da metodologia adotada, é necessário conhecer a resistência unitária no contato solo-grampo (q_s). Na fase inicial de projeto, a prática brasileira tem sido estimar o valor de q_s com base em correlações com a resistência à penetração (N_{SPT}), obtida em sondagens à percussão. Na fase de projeto executivo, ensaios de arrancamento no campo devem ser executados para confirmar os valores especificados no projeto básico. Na ausência de norma específica, recomenda-se a realização de ensaios de arrancamento em um número equivalente a 1% do total de grampos, ou, pelo menos, dois ensaios para cada linha de grampos (Ortigão e Sayão, 2004).

Este trabalho tem como objetivos sugerir alternativas para a consideração de aspectos executivos em projetos de contenção com solo grampeado. Em particular, são abordados aspectos relacionados ao tipo de fixação da extremidade do grampo na face da escavação e às correlações empíricas para estimativa da resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo (q_s).

2 – CONTENÇÃO EM SOLO GRAMPEADO

O solo grampeado originou-se da técnica de execução de suporte de galerias e túneis, denominada NATM (*New Austrian Tunneling Method*). O método NATM consiste no uso de um sistema flexível de suporte, ao invés do revestimento rígido, usualmente adotado. O revestimento rígido impede os deslocamentos do maciço e mobiliza esforços muito elevados no maciço, gerando uma solução de maior custo.

A técnica NATM permite que o terreno se deforme, plastificando o maciço no entorno da escavação, a qual é reforçada com chumbadores (grampos) e estabilizada com um revestimento flexível de concreto projetado (com espessura usual entre 10 e 30cm).

O sucesso das aplicações da técnica NATM em rochas duras serviu como incentivo para experiências em maciços menos resistentes, como rochas brandas (arenitos), e solos (siltes, argilas e areia). Com isso, a técnica de solo pregado, ou solo grampeado, estabeleceu-se na prática geotécnica (Lima *et al.*, 2002).

Assim, a técnica de grampeamento (ou pregagem) consiste basicamente na inserção de elementos semirrígidos (barras ou tubos de aço) no maciço de solo. O grampo pode ser introduzido por cravação direta do elemento metálico no terreno a ser reforçado. A alternativa (grampo injetado) consiste na execução de um pré-furo, com pequena inclinação (com ou sem limpeza prévia), seguido pela instalação do elemento metálico, com o uso de anéis centralizadores. O furo é a seguir preenchido com calda de cimento, sob ação da gravidade, ou sob pressão em uma ou mais fases de injeção. A Fig. 1 mostra esquematicamente um corte do terreno reforçado com grampo injetado, muito utilizado em obras de reforço de escavações no Brasil e em Portugal, pois o

processo executivo e os equipamentos são idênticos aos utilizados para instalação de tirantes. Além disso, grampos injetados apresentam resistência no contato solo-grampo superior à obtida com grampos cravados (Guilloux *et al.*, 1982).

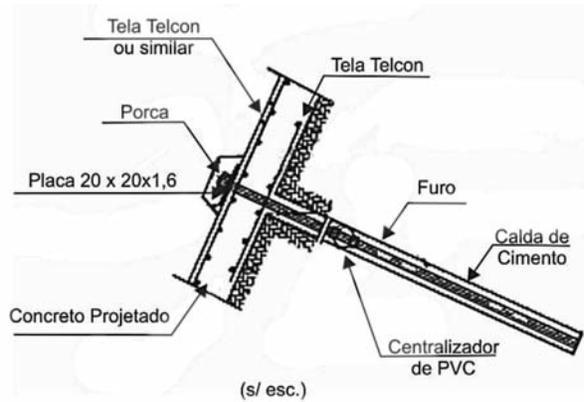


Fig. 1 – Esquema de grampo injetado (modificado de GeoRio, 2013).

O processo executivo envolve etapas sucessivas de escavação, execução dos grampos e proteção do talude, para evitar processos localizados de erosão superficial, causados principalmente pela ação da chuva e intempéries naturais. Em taludes escavados em solo, esta proteção é feita normalmente com um revestimento delgado de concreto projetado, armado com tela ou fibras de aço, sem função estrutural. A Fig. 2 ilustra o procedimento construtivo.



Fig. 2 – Processo executivo de contenção com solo grampeado (Sayão *et al.*, 2005).

A altura máxima de escavação depende do tipo do solo e da inclinação da face. Esta face deverá manter-se estável durante o período crítico que ocorre entre as fases de escavação e de aplicação do revestimento. Geralmente, a altura de cada etapa de escavação varia entre 1,0m e 2,0m, e o revestimento de concreto projetado apresenta espessura na faixa entre 60 e 120mm.

À medida que evolui o processo de escavação do talude e instalação dos grampos, o maciço sofre descarregamento lateral e o elemento de reforço (grampo) passa a ser solicitado. O principal aspecto de interação solo-grampo é, portanto, a resistência mobilizada no contato entre os dois materiais. Como as inclusões são solicitadas basicamente à tração, o desempenho do reforço será tanto melhor quanto maior for a resistência ao cisalhamento entre o solo e o grampo. O valor de q_s depende não só das características do solo, mas também do processo executivo do grampo.

A experiência tem mostrado a necessidade de se proceder pelo menos um estágio de reinjeção. Souza *et al.* (2005) exumaram 12 grampos e verificaram que, quando executados com apenas injeção de preenchimento do furo (bainha, sem reinjeção), os grampos apresentavam vazios ao longo do comprimento.

Existem diversas alternativas para conexão da extremidade externa da barra metálica, que pode ser rosqueada, com placa metálica e porca, ser dobrada, ou simplesmente embutida na parede de concreto projetado, como mostra a Fig. 3. No primeiro caso, é possível aplicar uma pequena carga de incorporação, para garantir o contato com a parede de concreto projetado.

Dependendo da opção escolhida, a conexão pode ser considerada fixa, impondo a compatibilidade dos deslocamentos do grampo e da parede, ou livre, possibilitando o deslocamento relativo entre os dois elementos (Springer *et al.*, 2001).

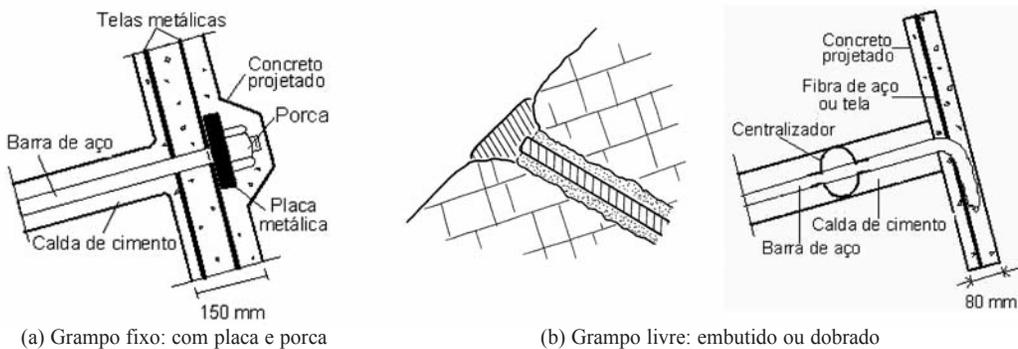


Fig. 3 – Alternativas de conexão das cabeças dos grampos (adaptado de GeoRio, 2013).

A disposição dos grampos é feita, em geral, em linhas com inclinação entre 5° e 20° em relação à horizontal. Os espaçamentos horizontal e vertical, entre grampos, costumam variar entre 1,0m e 2,0m, podendo ser iguais ou não.

Na prática, o reforço de maciços com grampos tem projeto semelhante ao adotado para muros de gravidade. Como tal, devem-se definir os parâmetros geométricos dos grampos (espaçamentos vertical e horizontal, diâmetro, comprimento e inclinação) e proceder as avaliações das estabilidades externa (escorregamento ou tombamento) e interna. Com a abordagem por equilíbrio limite, obtém-se o valor do fator de segurança em uma superfície de ruptura pré-estabelecida. Diversos métodos de análise estão disponíveis na literatura (Stocker *et al.*, 1979; Schlosser, 1983; Juran *et al.*, 1988; Bridle, 1989; Anthoine, 1990) As diferenças entre essas proposições retratam as incertezas que ainda existem sobre o mecanismo de ruptura do conjunto solo-grampo, a forma da superfície potencial de ruptura, e a natureza das forças atuantes.

De modo diferente ao preconizado na teoria clássica de empuxos de terra, os termos ativo e passivo referem-se à mobilização dos esforços no grampo. O limite entre as regiões ativa e passiva é definido pela posição, em cada grampo, do ponto de força axial máxima, como ilustra a Fig. 4.

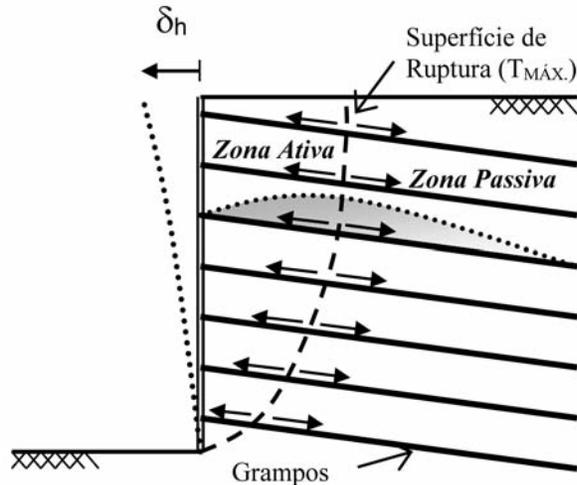


Fig. 4 – Definição das zonas ativa e passiva em escavações grampeadas (Lima *et al.*, 2002).

Na abordagem por equilíbrio limite, considera-se que, uma vez que a estrutura é estável, os deslocamentos são de pequena magnitude e não interferem na viabilidade do projeto. Por não considerar deformações no interior da massa reforçada, as análises por equilíbrio limite não incorporam a redistribuição de esforços nos grampos ao longo das diversas etapas de construção e, portanto, fornecem um fator de segurança global que não reproduz corretamente o comportamento da estrutura durante a execução.

Os valores máximos de deslocamentos vertical e horizontal ocorrem em geral no topo da escavação grampeada. Resultados de observações experimentais com instrumentação em escavações de solo grampeado ajudaram a definir a ordem da magnitude das deformações (Clouterre, 1991). Segundo observações de campo, no estágio final de construção, os deslocamentos horizontais no topo da escavação variam entre 0,1 a 0,5% H, sendo H a altura total do talude (Guilloux *et al.*, 1982; Cartier e Gigan, 1983; Gässler e Gudehus, 1981; Shen *et al.*, 1981; Plumelle, 1986; Mitchell e Villet, 1987; Juran e Elias, 1987).

Os deslocamentos no topo dependem de diversos fatores, como: altura da escavação; sequência construtiva; espaçamento, inclinação e comprimento dos grampos; razão entre comprimento dos grampos e altura do talude; e capacidade de suporte do solo de fundação.

Quando são previstos valores elevados para os deslocamentos laterais no topo do maciço grampeado, recomenda-se o uso de uma linha de tirantes no topo, formando uma estrutura mista (grampeada e ancorada). As barras de ancoragem devem ter comprimentos superiores aos dos grampos, pois os bulbos de ancoragem devem ser locados em posição distante do maciço grampeado.

A previsão das deformações em maciços grampeados torna-se possível com o uso de ferramentas numéricas, capazes de simular a sequência executiva, incorporando modelos constitutivos que reproduzam o comportamento dos materiais envolvidos na obra. Vários autores têm reportado estudos paramétricos de obras de solo grampeado com base em técnicas numéricas, e, com isso, contribuído para a seleção de parâmetros geométricos apropriados para uso em projeto (Cardoso, 1987; Cardoso e Carreto, 1989; Springer, 2006; Springer *et al.*, 2001; Gerscovich *et al.*, 2002; Lima *et al.*, 2005; Gerscovich *et al.*, 2005).

2.1 – Pré-dimensionamento

A concepção de uma obra em solo grampeado envolve a escolha de vários parâmetros dos grampos: comprimento (L), ângulo de inclinação (α), espaçamento (S_v e S_h) e resistência, de modo a garantir as condições de estabilidade interna e externa. A seleção destes valores depende de muitos fatores, como a altura da escavação (H), ângulo de inclinação do talude (β), tipo de grampo utilizado (do qual depende o valor da resistência lateral unitária solo/grampo, q_s) e eventuais restrições impostas pela legislação.

A experiência adquirida pelo projeto de investigação do governo francês (Clouterre, 1991) resultou numa proposta de dimensionamento resumida na Quadro 1.

Quadro 1 – Valores típicos ($H \leq 5m$) (Clouterre, 1991).

Parâmetro	Valor
Comprimento dos grampos (L)	0,8 a 1,2H
Número de grampos por m ² de paramento	0,15 a 0,40
Diâmetro dos grampos	20 a 25mm
Resistência à tração da barra de aço (T_G)	100 a 600kN
Densidade do grampeamento (d)	0,13 a 0,60
Ângulo de inclinação de grampo (α) com a horizontal	0° a 20°
Inclinação do paramento com a vertical (η)	0° a 10°
Inclinação da superfície do terreno (θ_T)	0° a 5°

Para pré-dimensionamento, Clouterre (1991) recomenda o emprego de ábacos de estabilidade (Fig. 5), em função do ângulo de atrito do solo (ϕ), da relação entre comprimento do grampo e altura do talude (L/H), da densidade do grampeamento (d) e do fator de estabilidade (N), definidos como:

$$N = \frac{c}{\gamma H} \quad (1)$$

$$d = \frac{\pi \phi_{aço} q_s}{\gamma S_v S_h} \quad (2)$$

c – coesão,

γ – peso específico do solo,

$\phi_{aço}$ – diâmetro do grampo,

q_s – resistência no contato solo-grampo,

S_v e S_h – espaçamentos vertical e horizontal,

H – altura da escavação.

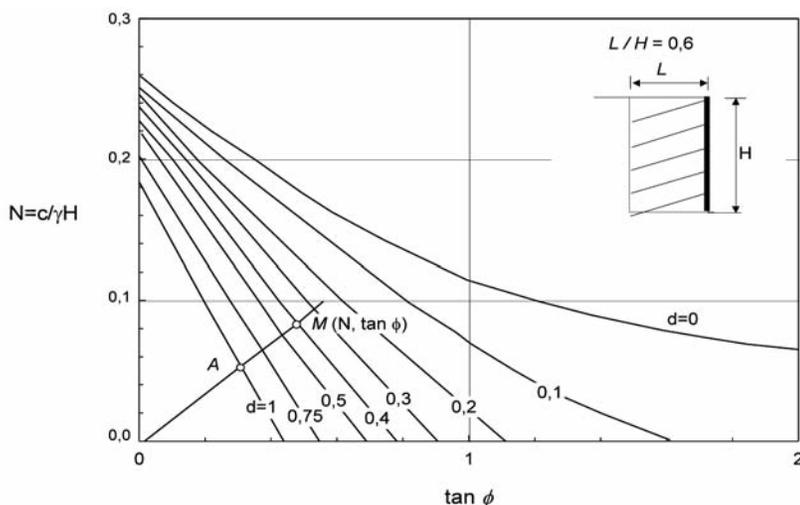


Fig. 5 – Ábaco de estabilidade para pré-dimensionamento de talude grampeado com $L/H=0,6$ (Clouterre, 1991).

Com isso, o fator de segurança fica determinado a partir da utilização dos ábacos, conforme indica a sequência a seguir:

- i. Seleciona-se o ábaco em função do valor L/H ;
- ii. Determina-se o ponto M ($\tan \phi$, N);
- iii. Seleciona-se a densidade de grampeamento (d);
- iv. A interseção da curva de densidade (d) com a reta OM define o ponto A ;
- v. FS (estabilidade interna) = OM/OA .

Na elaboração de projetos, uma das questões mais complexas refere-se à estimativa da resistência unitária no contato solo-grampo, pois o comportamento do solo e do grampo dependem do modo de deformação do sistema solo-reforço.

3 – RESISTÊNCIA UNITÁRIA NO CONTATO SOLO-GRAMPO (q_s)

Durante a construção, devido à descompressão lateral do solo, os grampos são solicitados por esforços de tração. A transferência de tensões entre o solo e o reforço envolve um mecanismo de resistência ao cisalhamento entre os dois materiais.

São vários os fatores que interferem no valor de q_s : estratigrafia, processo executivo (atributos do grampo, método de perfuração e limpeza do furo, características da calda de cimento e o emprego de aditivos), etc. Desta forma, o valor de q_s deve ser obtido experimentalmente em ensaios de arrancamento no campo (*pullout tests*). Uma vez determinada a força normal que leva o grampo à ruptura por cisalhamento com o solo (T_N), o valor de q_s (expresso em kPa), é relacionado ao deslocamento da extremidade externa do grampo, pela expressão:

$$q_s = \frac{T_N}{\pi \cdot \phi_{\text{furo}} \cdot L_a} \quad (3)$$

ϕ_{furo} – diâmetro do furo,

L_a – comprimento injetado do grampo.

3.1 – Correlações empíricas: q_s vs. N_{SPT}

Bustamante e Doix (1985) relacionaram o valor de q_s com a pressão limite (p_l) em ensaio de pressiómetro Ménard e com o índice N_{SPT} . Os resultados estão apresentados na Fig. 6, em função do tipo de solo. As propostas de correlação consideram o número de injeções da calda de cimento (um estágio de injeção - IGU; vários estágios de injeção - IRS).

Com base nos resultados de ensaios de arrancamento em obras realizadas no Rio de Janeiro, São Paulo e Brasília, Ortigão (1997) propôs uma correlação em função do valor de N_{SPT} , mostrada na Fig. 7.

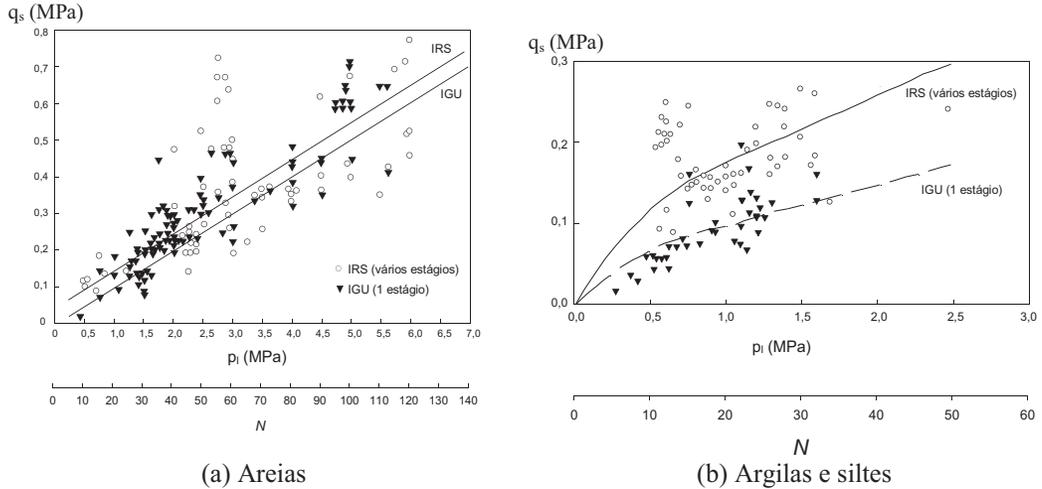


Fig. 6 – Correlação q_s , p_l e N_{SPT} (Bustamante e Doix, 1985).

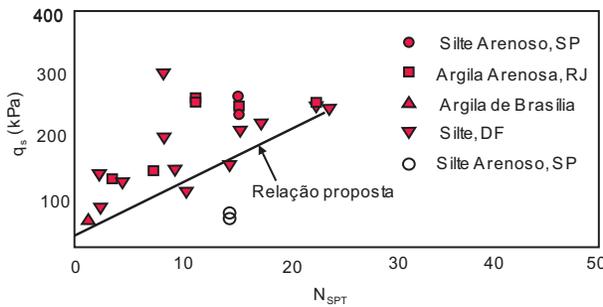


Fig. 7 – Correlação entre q_s e N_{SPT} (Ortigão, 1997).

Nestes casos, os grampos foram executados em furos com diâmetro (ϕ_{furo}) entre 75 e 150mm, com introdução de calda de cimento sem pressão. Apesar da dispersão dos resultados, causada pela diversidade de procedimentos de execução dos grampos, o autor sugeriu a seguinte correlação:

$$q_s(kPa) = 50 + 7,5 N_{SPT} \quad (4)$$

N_{SPT} – índice de resistência à penetração.

Posteriormente, com a introdução de novos resultados, a proposta foi revisada por Ortigão e Sayão (2004), que propuseram a definição de limites superior e inferior, como indica a Fig. 8.

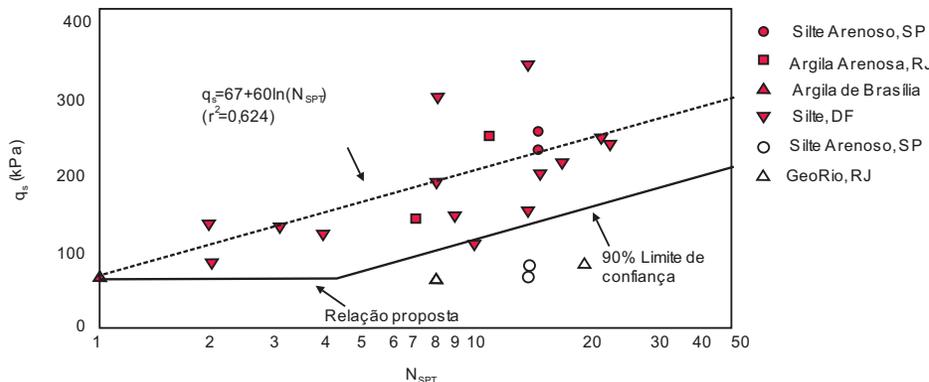


Fig. 8 – Correlação entre q_s e N_{SPT} (Ortigão e Sayão, 2004).

Ehrlich e Silva (2012) realizaram um levantamento bibliográfico de ensaios de arrancamento em obras executadas no Brasil, objetivando identificar possíveis correlações entre q_s , N_{SPT} e o número de injeções. Foram analisados solos com características distintas: solos colapsíveis de Brasília, porosos de São Paulo, e solos residuais gnáissicos do Rio de Janeiro (Feijó e Ehrlich, 2001). Os autores reforçaram a vantagem de se executar grampos com a reinjeção do furo, para garantir um maior valor de q_s , como sugerido por Springer (2001), e também reportaram a dificuldade de estabelecer correlações entre q_s e N_{SPT} .

Goldbach *et al.* (2012) realizaram dois ensaios de arrancamento em grampos injetados por gravidade e, mesmo sem a re-injeção de calda de cimento, obtiveram valores de q_s superiores aos previstos com as correlações empíricas propostas por Bustamante e Doix (1985) e Ortigão e Sayão (2004).

Pitta *et al.* (2003) apresentaram resultados de ensaios de arrancamento, realizados em cinco obras distintas na cidade de São Paulo, onde foram observados os efeitos decorrentes das fases sucessivas de injeção. Os dados de campo confirmaram o aumento da resistência ao arrancamento (q_s) com o número de injeções. Os valores de N_{SPT} apresentados no presente trabalho correspondem à média dos valores localizados na faixa de instalação dos grampos.

3.1.1 – Levantamento de dados de obras no Brasil

Com objetivo de ampliar o banco de dados correlacionando a resistência ao arrancamento (q_s) com valores de N_{SPT} , realizou-se levantamento bibliográfico da experiência prática de obras em solo grampeado. Os resultados estão listados abaixo.

- Gotlieb e Alonso (1997) executaram um projeto de estabilização de talude no pátio de uma indústria na cidade de Embu, São Paulo, nas cercanias da Rodovia Regis Bittencourt (BR116). A obra envolveu a realização de seis ensaios de arrancamento (dois ensaios próximos a cada sondagem com medição de torque), com ancoragem de 3 metros de grampo.
- Hlenka *et al.* (2010) realizaram ensaios de arrancamento na obra de um prédio comercial em Joinville (Brasil), em solo residual de gnaisse. O ensaio foi interrompido quando se atingiu a carga de arrancamento prevista para o local; isto é, não se atingiu a carga de ruptura no campo.
- Medeiros *et al.* (2010) realizaram ensaios de arrancamento de quatro grampos em solo argilo-arenoso de Brasília.

- Moraes e Arduino (2003) apresentaram o relato de uma obra com dois ensaios de arrancamento na Zona Franca de Manaus, AM, em uma região de solos argilo-arenosos. Foram também obtidas oito amostras na sondagem à percussão para caracterizar o solo.
- Ortigão *et al.* (1992) apresentaram resultados de solo pregado em uma encosta com solo de residual arenoso do Morro da Formiga (Rio de Janeiro). Durante a obra foram executados três ensaios de arrancamento com 3 metros de grampo ancorado.
- Silva (2005) reportou uma campanha com oito ensaios de arrancamento no Morro do Palácio (Museu II), em solo residual de gnaiss em Niterói, próximo ao Rio de Janeiro. Os ensaios foram realizados aos pares em quatro cotas diferentes ao longo da encosta, sendo alguns grampos instrumentados com *strain gages*.
- Souza *et al.* (2005) executaram ensaios de arrancamento no campo de provas da empresa Solotrat Engenharia Geotécnica Ltda, em São Paulo, com 12 grampos, em solo residual, caracterizado como silte arenoso. Eles concluíram que não se deve deixar de executar uma perfuração sem que a cavidade permaneça estável até a conclusão da injeção e, principalmente, as injeções devem ser realizadas em três fases, para garantir o aumento de resistência ao cisalhamento solo-grampo.

3.2 – Proposta de correlação q_s vs. N_{SPT} incorporando o número de fases de injeção

A partir dos dados coletados, foi elaborada uma planilha contendo informações sobre o tipo de solo, geometria do grampo (diâmetro do furo, diâmetro da barra, etc.), número de injeções, carga de tração máxima no arrancamento, valor do índice de resistência à penetração N_{SPT} e energia correspondente.

Alguns fatores influenciam o valor do N_{SPT} , em especial a energia transmitida ao amostrador. No Brasil, o uso de sistemas manuais, para permitir a queda do martelo de cravação, resulta em perda da eficiência do processo. A prática internacional sugere normalizar o número de golpes com base no padrão americano, correspondente a uma eficiência média de 60% (N_{60}). A experiência atual brasileira recomenda (Freitas *et al.*, 2012):

$$N_{60} = 1,37 N_{SPT} \quad (5)$$

N_{60} – índice de resistência à penetração normalizado,

N_{SPT} – índice de resistência à penetração.

Como as informações coletadas na literatura eram imprecisas quanto à correção da energia do ensaio N_{SPT} , no presente trabalho adotou-se a correção expressa na equação 5.

Em casos de solos de elevada resistência, é comum que o ensaio de penetração dinâmica não consiga ser executado plenamente, sendo fornecido um valor parcial indicativo do número de golpes e a distância penetrada. Alguns autores, com base nesses resultados, extrapolam o resultado para estimar o número de golpes N_{SPT} . Com isso, chega-se a valores de N_{SPT} muito elevados, gerando incertezas na análise. Neste trabalho, optou-se por limitar N_{SPT} a um valor máximo de 50 golpes.

A Fig. 9 resume os valores de q_s em relação a N_{SPT} , obtidos no levantamento bibliográfico, sem considerações sobre o tipo de solo, processo executivo do grampo, ou correção da energia. Nesta figura procurou-se incluir na legenda o local do ensaio e a referência da literatura. Com isso, há casos em que a referência é a mesma, mas o local do ensaio de arrancamento é diferente.

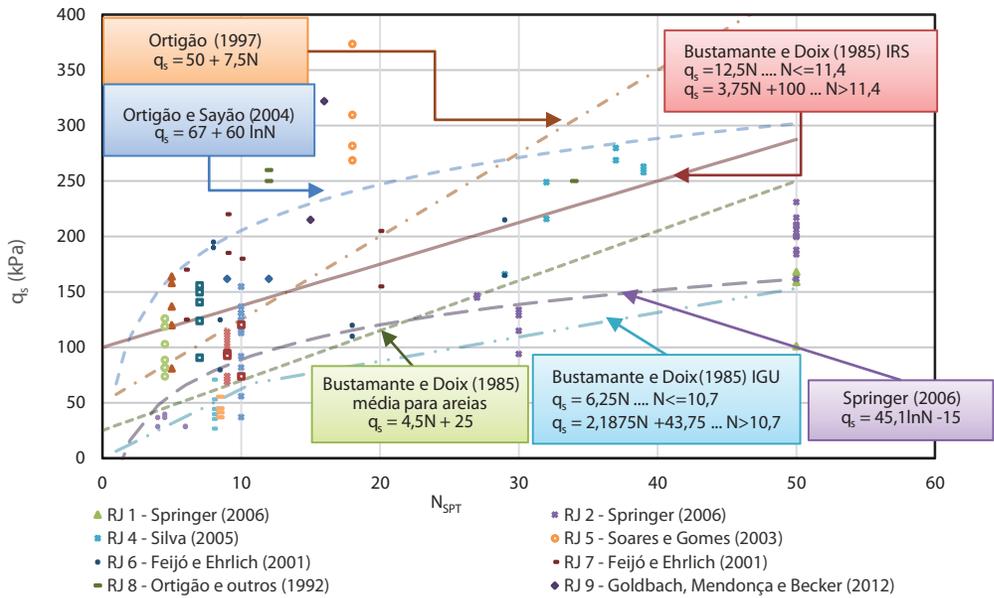


Fig. 9 – Correlação entre q_s e N_{SPT} .

Ainda na Fig. 9, foram traçadas as diferentes propostas para estimativa de q_s sugeridas por vários autores. De uma forma geral, há uma dispersão significativa dos resultados, o que dificulta o estabelecimento de qualquer correlação empírica.

Observa-se que a proposta de Ortigão e Sayão (2004) representa um limite superior dos resultados dos ensaios e mostra-se mais adequada para valores de N_{SPT} acima de 30 golpes, quando comparada com a proposta brasileira anterior de Ortigão (1997). Por outro lado, os dados de Springer (2006) representam um limite inferior.

As curvas originadas da proposta de Bustamante e Doix (1985) posicionam-se aproximadamente na média, com tendência a fornecer valores mais altos de q_s para N_{SPT} acima de 40 golpes.

Dada a influência do número de fases de injeção no valor da resistência unitária ao arrancamento, os resultados foram discriminados quanto a este aspecto. Considerando os ensaios de arrancamento em que a instalação do grampo foi feita com reinjeção, verifica-se, na Fig. 10, a tendência de uma curva média, representada pela equação 6, associada a um coeficiente de correlação (r^2) relativamente baixo, de 0,52.

$$q_s(kPa) = 47,4 \ln N_{SPT} + 33,8 \quad (6)$$

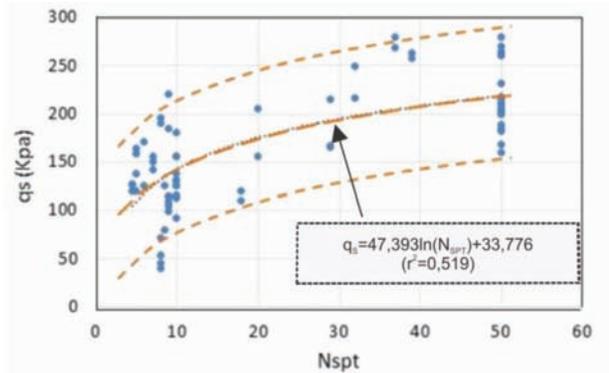


Fig. 10 – Correlação entre q_s e N_{SPT} em ensaios com mais de uma fase de injeção.

Por outro lado, os grampos executados sem reinjeção (Fig. 11) indicaram uma curva média dada pela equação 7 com valor de r^2 na mesma ordem de grandeza que o anterior (0,49). Adicionalmente, quando as curvas são comparadas, verifica-se uma diferença de 125kPa no valor de q_s , pela simples alteração no processo executivo.

$$q_s (kPa) = 38,94 \ln N_{SPT} - 7,2 \quad (7)$$

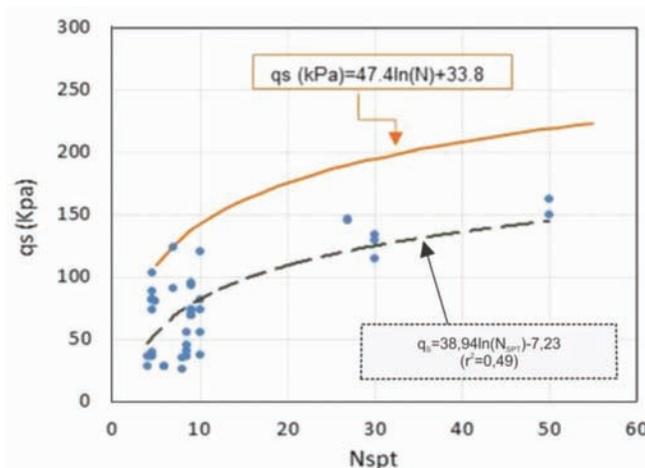


Fig. 11 – Correlação entre q_s e N_{SPT} em ensaios de grampos sem reinjeção, comparada com a curva média de ensaios com reinjeção.

Observa-se, ainda, a elevada dispersão para valores baixos de N_{SPT} entre 5 e 10 golpes. Cabe ressaltar que a dispersão verificada para $N_{SPT}=50$ decorre da hipótese adotada neste trabalho, de se limitar N_{SPT} máximo de 50 golpes.

Quanto a possíveis influências da existência de diferenças entre processos executivos praticados nos diversos Estados Brasileiros, os resultados foram subdivididos em dados coletados no Rio de Janeiro e em outros estados, como mostra a Fig. 12. Verifica-se que há uma razoável concordância com a equação proposta neste trabalho, para os casos do Rio de Janeiro (Fig. 12a) sem desmerecer a grande variabilidade dos resultados. Curiosamente, no banco de dados de outros estados, coletado para este trabalho, os valores de N_{SPT} não ultrapassam 10 golpes (Fig. 12b) e,

portanto, os valores de q_s concentram-se na faixa onde os resultados se encontram mais dispersos. Por outro lado, a proposta representada pela equação 6 aparentemente superestima os valores de q_s . Assim sendo, sugere-se que a curva média seja deslocada para um limite inferior dado por:

$$q_s \text{ (kPa)} = 47,4 \ln N_{SPT} - 38,3 \quad (8)$$

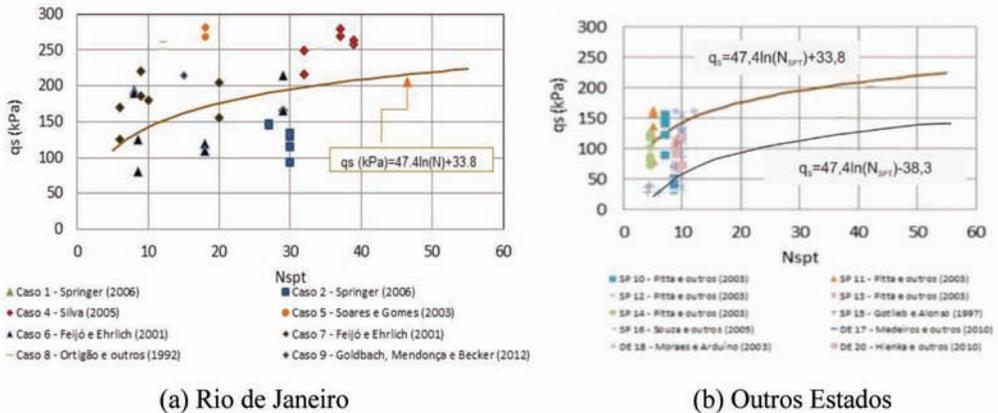


Fig. 12 – Correlação entre q_s e N_{SPT} .

Ainda com relação à influência do processo executivo, procurou-se também identificar os efeitos da existência ou não da pré-lavagem. Para os casos em que foi explicitada a existência de limpeza do furo observou-se não haver, aparentemente, qualquer influência no valor de q_s com o uso desta alternativa de execução do grampo.

4 – INFLUÊNCIA DA CONEXÃO ENTRE GRAMPO E PAREDE

A influência no comportamento de estruturas grampeadas de se adotar a consideração de grampo solidário à parede ou grampo livre foi avaliada a partir de simulações numéricas de taludes escavados em solo com face vertical.

No caso da extremidade do grampo ser embutida ou dobrada (Fig. 3), é possível haver um puncionamento do grampo em relação à face da escavação. Seria, portanto, recomendável simular o grampo como livre. Por outro lado, quando a extremidade é fixada por placa metálica e porca (Fig. 3), considera-se mais apropriado introduzir o grampo na malha solidarizando-o à parede da face (grampo fixo).

Dois programas comerciais foram utilizados nesse estudo: FLAC 2D e PLAXIS 2D. O programa FLAC apresenta vantagem de dispor de elemento específico para representação do grampo. Por outro lado, como não apresenta módulo de pré-processamento, a montagem da geometria é bastante complexa. Já o programa PLAXIS 2D tem uma plataforma amigável, mas é limitado em termos de elementos disponíveis.

4.1 – Programa FLAC

O programa FLAC (*Fast Lagrangian Analysis of Continua* – ITASCA, 1996) é baseado no método de diferenças finitas e simula o comportamento bidimensional e as etapas construtivas de

obras de engenharia, incluindo estruturas constituídas de solos e/ou rochas. No programa estão incorporados diversos modelos constitutivos, elástico ou elasto-plásticos, além de modelos de junta (para interfaces entre materiais de comportamentos distintos).

A simulação do grampo é feita através de elementos unidimensionais que trabalham à tração, não apresentando resistência à flexão. A resistência no contato solo-grampo é representada pela relação entre a força axial normalizada pelo comprimento do grampo, (F_s^{\max} / L) (Fig. 13a), a qual pode ser descrita pela equação 8. O comportamento cisalhante da injeção em função dos deslocamentos relativos entre o solo e o grampo é representado pelo parâmetro de rigidez $kbond$, mostrado na Fig. 13b.

$$\frac{F_s^{\max}}{L} = S_{bond} + p' \times \text{perímetro} \times \tan(S_{friction}) \quad (9)$$

S_{bond} – intercepto de coesivo no contato solo-grampo,

p' – tensão normal efetiva média,

$S_{friction}$ – parâmetro de atrito no contato solo-grampo.

A introdução dos elementos de reforço na malha pode ser feita de duas maneiras. Os grampos podem ser ancorados em uma região específica na malha (Grampo Fixo), sendo o deslocamento da malha compatibilizado com o deslocamento de uma das extremidades do grampo. Neste caso, a deformabilidade é governada pela malha e não há transferência de esforços para o elemento estrutural. Os pontos de força axial máxima em cada grampo ocorrem próximo à face de escavação (Jewell, 1990).

Alternativamente, os grampos podem funcionar independentemente da malha; os esforços são desenvolvidos ao longo do seu comprimento à medida que a malha se deforma (Grampo Livre) e os pontos de máxima força axial ocorrem afastados da face (Plumelle e Schlosser, 1990).

A resistência no contato solo-grampo é definida pelas componentes de adesão e atrito.

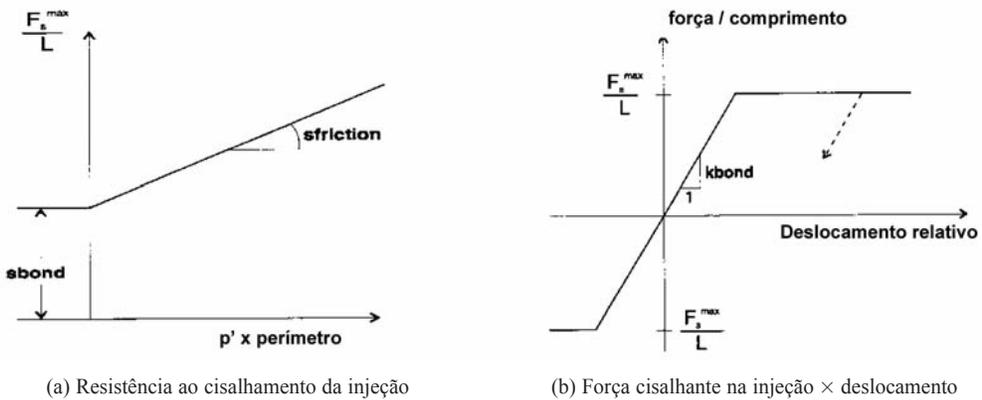


Fig. 13 – Modelo de comportamento da injeção.

4.2 – Programa PLAXIS

O programa PLAXIS 2D foi desenvolvido especificamente para análises de problemas geotécnicos, com base no método dos elementos finitos (Brinkgreve e Vermeer, 1998).

Neste programa, os materiais são representados por elementos ou zonas de tal forma que a malha gerada pode se adequar perfeitamente às condições de contorno do problema em questão. São incorporados 5 modelos constitutivos.

Em análises bi-dimensionais, podem ser adotados elementos triangulares de 6 ou 15 nós. Na versão utilizada no presente trabalho (versão 7), não há limitação quanto ao número de elementos. Assim sendo, sugere-se o emprego do elemento de 6 nós, uma vez que elementos de 15 nós exigem esforço computacional relativamente alto.

Ao contrário do FLAC, o programa não possui elemento específico para representar o grampo. No entanto, alguns elementos geométricos podem ser utilizados; como por exemplo, elementos de barra ou geotêxteis. Os elementos de barra permitem a modelagem de estruturas esbeltas, que apresentam rigidez à flexão e axial. Já os geotêxteis são elementos esbeltos, que não apresentam rigidez à flexão; são capazes de suportar altos esforços de tração, mas não possuem resistência à compressão.

No caso de interfaces solo-elemento, o PLAXIS disponibiliza um elemento característico (Elemento de Interface), o qual é regido pelo modelo elasto-plástico. Os níveis de tensão correspondentes aos comportamentos elástico e plástico são definidos a partir do critério de resistência de Mohr-Coulomb, cujas propriedades são estimadas a partir da resistência do solo, através das equações:

$$c_{inter} = R \times c \quad (10)$$

$$\tan\phi_{inter} = (R \times \tan\phi) \leq \tan\phi \quad (11)$$

c e ϕ – parâmetros de resistência do solo,
 R – fator de redução de resistência nas interfaces.

More (2003) sugere valores de R entre 0,5 e 1,0, dependendo do tipo de solo e do tipo de material do elemento em contato.

O PLAXIS recomenda que trechos ancorados de tirantes sejam representados por elementos tipo geotêxtil acrescido de interface. Esta sugestão pode ser estendida aos grampos, face à semelhança entre o comportamento desses elementos.

4.3 – Caso estudado

A análise numérica considerou uma escavação vertical de 3,0m de largura e 10,5m de profundidade. Não foi considerado nível d'água. Os grampos foram compostos por barra de aço de 25mm de diâmetro e 6m de extensão, introduzidos em pré-furos de 75mm de diâmetro. Com exceção da primeira linha de grampo, situada a 1,0m do topo de escavação, o espaçamento vertical e horizontal foi mantido constante e igual a 1,5m. Os grampos foram introduzidos com uma inclinação de 10° com a superfície horizontal. O processo construtivo foi simulado em 7 etapas, considerando-se cada uma delas a escavação de 1,5m de altura, seguida da introdução do grampo, simultaneamente à ativação de parede de concreto com espessura de 100mm.

As malhas adotadas nos programas FLAC e PLAXIS foram constituídas, respectivamente, de 138 divisões horizontais e 84 verticais (Fig. 14a) e 8877 elementos triangulares de 6 nós (Fig. 14b). A definição das condições de contorno foi discutida por Briaud e Lim (1997).

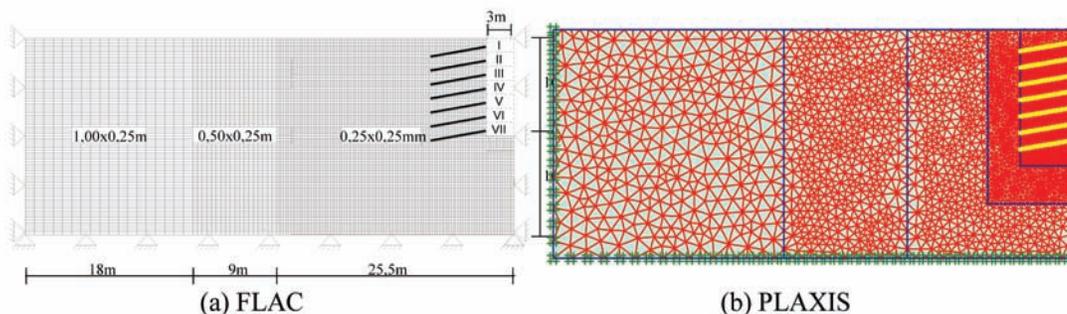


Fig. 14 – Discretização da malha.

Os parâmetros geomecânicos dos materiais envolvidos nas simulações estão descritos no Quadro 2 e Quadro 3. Vale ressaltar que todos os parâmetros foram seleccionados a partir de casos de obra observados na literatura (Springer, 2001).

Quadro 2 – Parâmetros mecânicos – FLAC.

Material	Parâmetro	Valor
Grampo	Tensão de escoamento do aço ($\sigma_{aço}$)	500 MPa
	Módulo de elasticidade do aço ($E_{aço}$)	205 GPa
	Módulo cisalhante da injeção ($G_{injeção}$)	9 GPa
	Resistência unitária ao arrancamento do grampo (q_s)	150 kPa
Parede	E_{parede}	24 GPa

No programa PLAXIS, o grampo foi simulado como geotêxtil. O módulo de elasticidade (\bar{E}) foi calculado em função da média ponderada das áreas relativas ao aço e ao material de injeção, conforme a equação (12). Os parâmetros mecânicos utilizados pelo programa PLAXIS estão descritos no Quadro 3.

$$\bar{E} = \frac{(E_{injeção} \times A_{injeção}) + (E_{aço} \times A_{aço})}{A} \quad (12)$$

E – módulo de Young,

$A_{injeção}$ – área da seção correspondente ao trecho injetado,

$A_{aço}$ – área da seção da barra de aço,

A – área total.

Quadro 3 – Parâmetros geomecânicos – PLAXIS.

Material	Parâmetro	Valor
Grampo	$\bar{E}A$	185 MN
	$\bar{E}I$	130 kN.m ²
	w	0,74 kN/m
Parede	EA	$1,6 \times 10^9$ kN/m
	EI	$1,3 \times 10^6$ kN.m ² /m
	w	0,65 kN/m
	ν	0,20
Nota - EA = módulo de rigidez axial, EI = módulo de rigidez à flexão, ν = coeficiente de Poisson, w = peso relativo		

Para superar a limitação do programa PLAXIS, que fixa o mesmo deslocamento para o grampo e a parede, foi realizada uma análise em que foi introduzido um elemento de mola entre a parede e o grampo, na tentativa de permitir a ocorrência de deslocamentos relativos.

Nos dois programas, a característica tridimensional do solo pregado foi adaptada à condição bidimensional, através da divisão de alguns parâmetros do grampo pelo espaçamento horizontal.

4.4 – Resultados obtidos

4.4.1 – Programa FLAC

A Fig. 15 mostra os perfis de deslocamento horizontal, obtidos pelo FLAC a uma distância de 1,75m da face do talude. Os resultados referem-se a diferentes etapas da escavação, uma vez que a razão entre comprimento do grampo ($L = 6m$) e altura do talude (H) varia de 1,00 a 0,57, correspondendo, respectivamente, a alturas de 6,0m a 10,5m.

Para valores de L/H superiores a 0,67 (isto é, $H < 9m$), nota-se que os resultados independem da forma de introdução do grampo. Já para razões $L/H < 0,67$ (ou seja, $H > 9m$), os deslocamentos horizontais são significativamente maiores quando o grampo tem ambas as extremidades livres, como resultado da condição de punção do grampo (Springer *et al.*, 2001; Lima *et al.*, 2002). Este comportamento é atribuído à ocorrência de um deslocamento relativo entre a extremidade do grampo e a face da escavação, gerando uma condição de punção da parede.

A Fig. 16 mostra os deslocamentos verticais observados na superfície do terreno. Da mesma forma do observado nos perfis de deslocamento horizontal, a influência do tipo de fixação do grampo afeta exclusivamente taludes escavados com altura superior a 9m; isto é, $L/H < 0,67$. Para menores alturas, a superfície do terreno apresenta uma ligeira expansão, cuja magnitude pode ser considerada desprezível ($< 3mm$).

Observa-se, ainda na Fig. 16, uma distribuição de deslocamentos verticais variáveis em função da distância à face do talude, em particular no intervalo entre 4 e 6m. Como os grampos possuem 6m de comprimento e estão inclinados de 10° com a horizontal, este intervalo corresponde aproximadamente ao limite entre a região reforçada com grampos e a região não reforçada. Na região junto à face do talude escavado, o solo reforçado deforma-se como um monolito em direção à face, fazendo com que a região posterior sofra um recalque adicional.

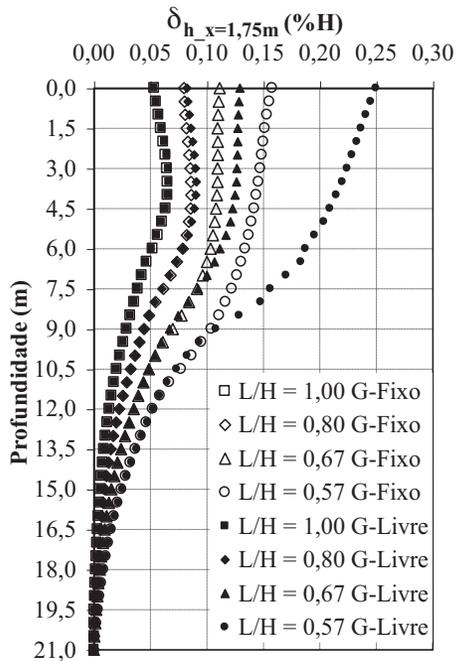


Fig. 15 – Comparação entre os deslocamentos horizontais a uma distância de 1,75m da face de escavação (FLAC).

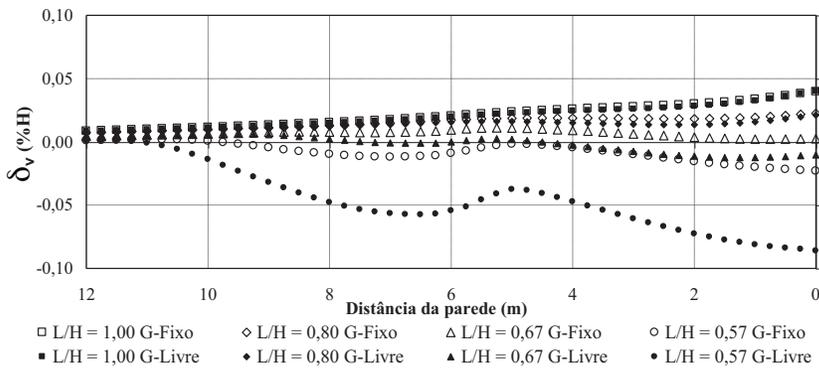


Fig. 16 – Comparação entre os deslocamentos verticais na superfície do terreno (FLAC).

A Fig. 17 mostra que o ponto de força axial máxima varia significativamente em função da forma de fixação do grampo. No caso de grampo fixo, os maiores esforços ocorrem junto à face. Em contrapartida, se o grampo desloca-se livremente, o ponto de força axial máxima é mais interno. Com isto, o mecanismo de ruptura baseado na existência de duas regiões, ativa e passiva, só ocorre em estruturas grampeadas quando o método executivo permite o deslocamento relativo entre o grampo e a face do talude.

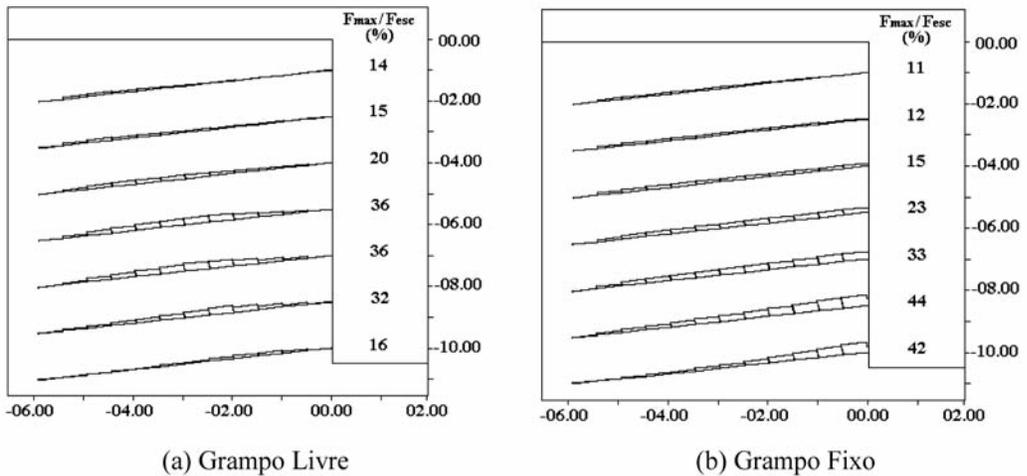


Fig. 17 – Distribuição das forças axiais ao longo dos grampos para $H = 10,5\text{m}$ ($L/H = 0,57$) (FLAC) onde F_{max} = força axial máxima em cada grampo; F_{esc} = força de escoamento da barra de aço.

Adicionalmente, observa-se que o tipo de fixação dos grampos interfere não só na forma da distribuição dos esforços, mas também na intensidade de mobilização do grampo. Quando o grampo é fixado à parede, os grampos inferiores são os mais solicitados. Por outro lado, quando o grampo está solto, a mobilização ocorre aproximadamente à meia altura do talude da escavação.

Por fim, verifica-se que os grampos mais próximos à superfície contribuem menos na contenção do solo do que os grampos inferiores. As forças axiais máximas desenvolvidas nos grampos inferiores são inicialmente pequenas, porém crescem rapidamente nos estágios subsequentes da escavação, contribuindo significativamente na estabilização do talude (Springer, 2001).

4.4.2 – PLAXIS vs. FLAC

A Fig. 18 compara as distribuições de deslocamentos horizontais, ao final da escavação ($L/H=0,57$), para diferentes condições de conexão entre grampo e parede (Grampo fixo e Grampo livre). Os resultados mostram boa concordância com relação à simulação do FLAC.

A introdução do elemento de mola mostrou-se eficaz em permitir o deslocamento relativo entre o grampo e a parede, considerando-se valores de rigidez da mola cerca de 500 vezes menores que a rigidez do grampo. Conclui-se, portanto, que a simulação com o programa PLAXIS só será válida caso o processo executivo garanta a compatibilidade de deslocamentos entre grampo e parede.

A Fig. 19 compara as distribuições de esforços axiais ao longo do grampo nº.5, localizado cerca de 7m de profundidade. Independente das condições de conexão do grampo, os programas mostram razoável concordância. Tal comportamento é observado em todos os níveis de grampos, como mostra a Fig.20.

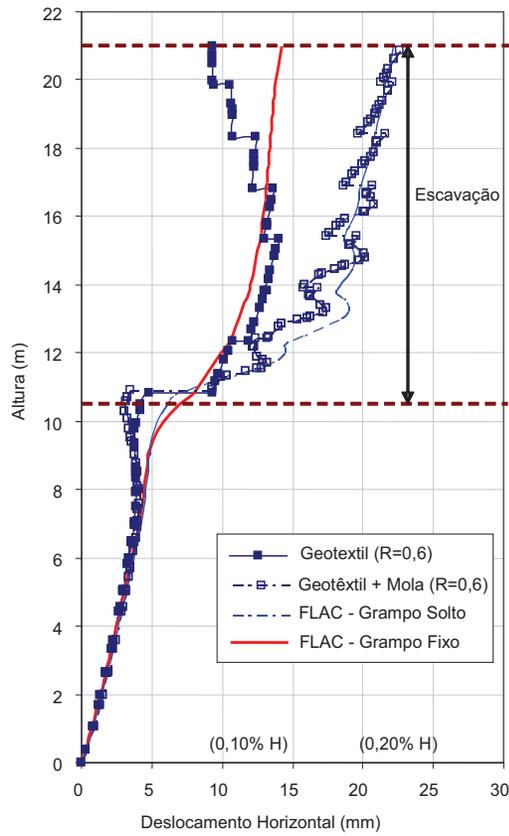


Fig. 18 – Distribuição dos deslocamentos horizontais (PLAXIS vs. FLAC).

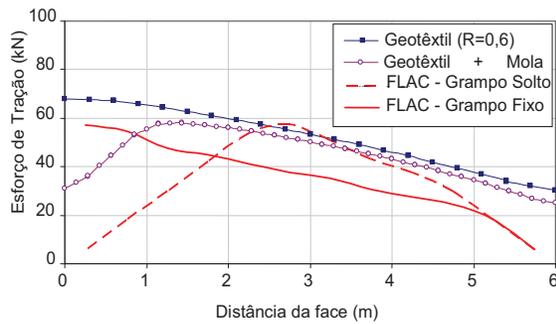


Fig. 19 – Distribuição de esforços axiais ao longo do grampo a 7m de profundidade (PLAXIS vs. FLAC).

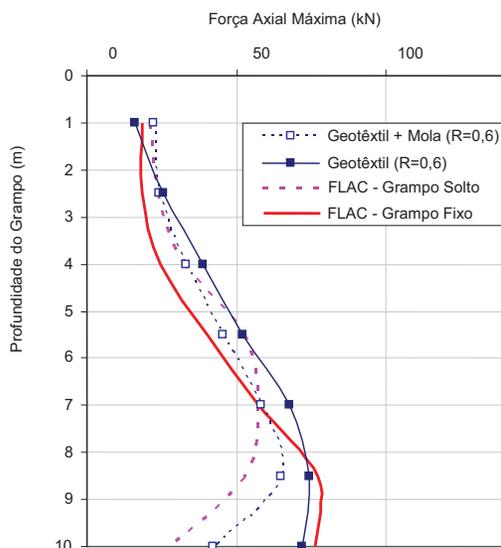


Fig. 20 – Distribuição de força máxima de tração nos grampos (PLAXIS vs. FLAC).

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente artigo teve como propósito não só alertar sobre a influência de aspectos executivos na previsão do comportamento de taludes em solo pregado, mas também propor alternativas de projeto. Foram estudadas questões relativas à estimativa preliminar da resistência unitária no contato solo-grampo em função de N_{SPT} e do número de fases de injeção. Adicionalmente, abordou-se a influência do tipo de acabamento do grampo junto à parede no desenvolvimento dos deslocamentos e esforços transmitidos aos grampos.

Quanto à relação q_s vs. N_{SPT} foram observados os seguintes pontos:

- i. Dificuldade de se estabelecer uma correlação confiável, face à dispersão dos resultados.
- ii. As propostas antecedentes tendem a fornecer limite superior (Ortigão, 1997; Ortigão e Sayão, 2004) e inferior (Springer, 2006).
- iii. Foi sugerida nova proposta de correlação, para estimativa de q_s em solos brasileiros, identificando os casos de grampos com e sem reinjeção.
- iv. A limpeza prévia do furo pouco afeta o valor de q_s .

As análises também mostram que há diferenças significativas no comportamento do sistema solo-grampo quando a extremidade do grampo é fixa ou livre, em relação à face escavada. Quanto aos deslocamentos previstos para a massa de solo pregado estes dependem claramente da razão L/H (comprimento do grampo/altura do talude); a saber:

- i. Para $L/H < 0,67$, os deslocamentos horizontais e verticais da massa grampeada são menores quando os grampos são fixados à face.
- ii. Para $L/H > 0,67$, o processo construtivo (grampo fixo ou livre) não tem influência significativa nos deslocamentos da massa grampeada.

Com relação à distribuição dos esforços nos grampos, os resultados mostram que o tipo de fixação dos grampos interfere não só na forma da distribuição dos esforços, mas também na intensidade de mobilização do grampo; a saber:

- i. No caso de grampo fixo, o ponto de tração máxima ocorre junto à face.
- ii. No caso de grampo livre, a tração máxima ocorre no interior do maciço, em consonância com a hipótese de mecanismo de ruptura envolvendo duas regiões, ativa e passiva.
- iii. Os grampos mais próximos à superfície contribuem menos do que os grampos inferiores.

Por fim, o uso do programa PLAXIS permite simulação de obras com solo pregado somente quando o deslocamento do grampo é solidário ao da parede. Em casos de grampos livres, recomenda-se adotar um elemento de mola unindo a parede ao grampo com rigidez cerca de 500 vezes menor que a do grampo.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico), à CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) e à FAPERJ (Fundação de Amparo e Pesquisa do Estado do Rio de Janeiro) pelo auxílio financeiro. Os autores agradecem a todos os colegas que de certa forma contribuíram para esta pesquisa.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Anthoine, A. (1990). *Une méthode pour le dimensionnement à la rupture des ouvrages en sols renforcés*. Revue Française de Géotechnique, (50), pp.5-17.
- Briaud, J.L.; Lim, Y. (1997). *Soil-nailed wall under piled bridge abutment: simulation and guidelines*. J. Geotechnical Geoenviron. Eng., Vol.123, pp.1043-1050.
- Bridle, R.J. (1989). *Soil nailing – analysis and design*, Ground Engineering. September, pp. 52-56.
- Brinkgreve, R.B.J.; Vermeer, P.A. (1998). *Plaxis, Finite Element Code for Soil and Rock Analyses*. A.A. Balkema, P.O. Rotterdam, Netherlands.
- Bustamante, M.; Doix, B. (1985). *Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés*. Bulletin de Liaison des LPC, n° 140, França.
- Cardoso, A.J.M.S. (1987). *A Técnica das Pregagens em Solos Aplicada em Escavações*. Tese de Doutorado, FEUP, Universidade do Porto, Portugal, 495p.
- Cardoso, A.S.; Carreto, A.P. (1989). *Performance and analysis of a nailed excavation*. Proc. 12th International Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 2, Rio de Janeiro.
- Cartier, G.; Gigan, J.P. (1983). *Experiments and Observations on Soil Nailing Structures*. Proc. 8th European Conf. on S.M.F.E, Helsinki, vol. 2, pp.473-476.
- Clouterre (1991). *Soil Nailing Recommendations Project National Clouterre*. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Presses de l'ENPC. Paris, France, 301p.
- Ehrlich, M.; Silva, R.C. (2012). *Resistência ao arrancamento de grampos – análise da influência do NSPT e da injeção da bainha nos resultados*. XVI Congr. Bras. de Mec. dos Solos e Eng. Geotécnica, ABMS, CD-ROM.

- Feijó, R.L.; Ehrlich, M. (2001). *Resultados de ensaios de arrancamento em grampos injetados em dois pontos do município do Rio de Janeiro*. III COBRAE, Conf. Bras. sobre Estabilidade de Encostas, ABMS, Rio de Janeiro, pp.517-524.
- Freitas, A.; Pacheco, M.E.; Danziger, B. (2012). *Estimating Young Moduli in Sands from the Normalized N_{60} Blow Count*. Soils & Rocks, v. 35, no. 1 pp.89-98.
- Gässler, G.; Gudehus, G. (1981). *Soil Nailing – Some Aspects of a New Technique*. Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. and Foundation Eng., Stockholm, Sweden, vol. 3, Session 12, pp.665-670.
- GeoRio (2013). *Manual Técnico de Encostas*. A. Ortigão e A. Sayão (Eds.), Fundação Geo-Rio, Prefeitura do Rio de Janeiro.
- Gerscovich, D.M.S.; Springer, F.O.; Sayão, A.S.F.J.; Lima, A.P. (2002). *Deformabilidade de escavações com solo pregado*. 8^o Cong. Nac. de Geotecnia, Portugal, SPG, vol. 3, pp.1579-1588.
- Gerscovich, D.M.S.; Sieira, A.C.; Lima, A.P.; Sayão, A.S.F.J. (2005). *Técnicas de modelagem numérica de escavações de taludes em solo grampeado*. IV COBRAE, Conf. Bras. sobre Estabilidade de Encostas, ABMS, vol. 2, pp. 671-680.
- Goldbach, R.; Mendonça, M.B.; Becker, L.D.B. (2012). *Análise da correlação entre a resistência ao arrancamento de grampos e o índice de resistência à penetração do ensaio SPT aplicada a um projeto de solo pregado*. XVI Cong. Bras. de Mec. dos Solos e Eng. Geotécnica, ABMS, CD-ROM.
- Gotlieb, M.; Alonso, U.R. (1997). *Estabilização de um talude sem alterar a estética*. II COBRAE, Conf. Bras. sobre Estabilidade de Encostas, ABMS, Rio de Janeiro, pp.603-612.
- Guilloux, A.; Notte G.; Schlosser, F. (1982). *Soil Nailing: Practical Applications*. Symp. on Recent Developments in Ground Improvement Techniques, Bangkok, pp. 389-397.
- Hlenka, L.; Odebrecht, E.; Silva, T.P. (2010). *Determinação da Resistência ao Arrancamento de Grampos*. XV Cong. Bras. de Mec. dos Solos e Eng. Geotécnica, CD-ROM.
- ITASCA (1996). *FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua), Version 3.3. User's Manual*, Itasca Consulting Group, Minnesota, USA.
- Jewell, R.A. (1990). *Review of theoretical models for soil nailing*. Proc. Int. Reinforced Soil Conference, British Geotechnical Society, A. McGown, K.C. Yeo and K.Z. Andrawes (Eds.), London.
- Juran, I.; Elias, V. (1987). *Soil Nailed Retaining Structures: Analysis of Case Histories*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE Geotech. Special Publication no. 12, N. York, pp.232-244.
- Juran, I.; Baudrand, G.; Farag, G.; Elias, V. (1988). *Kinematical limit analysis approach for the design of nailed soil retaining structures*. Int. Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement. Fukuoka, Japan, pp. 301-306.
- Lima, A.P.; Gerscovich, D.M.S.; Sayão, A.S.F.J. (2002). *Modelagem Numérica de Escavações Grampeadas*. XII Cong. Bras. de Mec. dos Solos e Eng. Geotécnica, I Cong. Luso-Bras. de Geotecnia, ABMS/SPG, S. Paulo, v. 1, pp.447-457.
- Lima, A.P.; Gerscovich, D.M.S.; Sieira, A.C.C.F.; Sayão, A.S.F.J. (2005). *Avaliação de programas computacionais para simulação de escavação de taludes em solo pregado*. V INFOGEO,

- Simp. Bras. de Aplicações de Informática em Geotecnia, ABMS, Belo Horizonte, vol. 1, pp.309-314.
- Medeiros, A.G.B.; Cobucci, R.A.; Cunha, R.P.; Cortopassi, R.S.; Bezerra, J.E.; Silva, C.M. (2010). *Simulação Numérica e Estudo do Comportamento de Estruturas de Contenção no Distrito Federal – Estudo de Caso*. XV Cong. Bras. de Mec. dos Solos e Eng. Geotécnica, ABMS, CD-ROM.
- Mitchell, J.K.; Villet, W.C.B. (1987). *Reinforcement of Earth Slopes and Embankments*. NCHRP Report 290, USA Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C.
- Moraes, L.J.; Arduino, E.G.A. (2003). *Estabilização de talude por solo pregado em Manaus – AM*. Workshop de Solo Grampeado, ABMS, S.Paulo, pp.121-125.
- More, J.Z.P. (2003). *Análise Numérica do Comportamento de Cortinas Atirantadas em Solos*. Dissertação de Mestrado, Depto. Eng. Civil, PUC-Rio.
- Ortigão, J.A.R.; Sayão, A.S.F.J. (2004). *Handbook of Slope Stabilization*, Ed. Springer Verlag, Alemanha, 478p.
- Ortigão, J.A.R. (1997). *Ensaio de arrancamento para projetos de solo pregado*. Nota Técnica, Revista Solos e Rochas, ABMS, vol. 20:1, pp.39-43.
- Ortigão, J.A.R.; D’Avila, C.J.R.; Silva, S.P.; Maia, H.S. (1992). *Solo pregado no Morro da Formiga*, RJ. 1ª COBRAE, Conf. Bras. sobre Estabilidade de Encostas, ABMS, Rio de Janeiro, v. 01, pp.47-56.
- Pitta, C.A.; Souza, G.J.T.; Zirlis, A.C. (2003). *Solo pregado: alguns detalhes executivos: ensaios e casos de obras*. Workshop Solo Grampeado, ABMS, São Paulo, pp. 01-20.
- Plumelle, C. (1986). *Full Scale Experimental Nailed Soil Retaining Structures*. Revue Française de Géotechnique, n°. 40, pp.45-50.
- Sayão, A.S.F.J.; Lima, A.P.; Springer, F.O.; Nunes, A.L.L.S.; Dias, P.H.V.; Gerscovich, D.M.S. (2005). *Design and instrumentation aspects of a 40m high nailed slope*, 16th ICSMGE – International Conf. on Soil Mechanics and Geotech. Engineering, Osaka, Japan, 4p.
- Schlosser, F. (1983). *Analogies et différences dans le comportement et le calcul des ouvrages de soutènement en Terre Armée et par clouage du sol*. Annales de L’Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, n. 418, pp.8-26.
- Shen, C.K.; Bang, S.; Romstad, K.M.; Kulchin, L.; Denatale J.S. (1981). *Field Measurements of Earth Support System*. Journal of the Geotechnical Eng. Division, ASCE, vol. 107, No. 12, pp.1625-1642.
- Silva, T.P. (2005). *Resistência ao Arrancamento de Grampos em Solo Residual de Gnaisse*. Dissertação de Mestrado, Depto. Eng. Civil, PUC-Rio, 144p.
- Soares, J.E.S.; Gomes, R.C. (2003). *Um caso de obra de solo pregado na encosta da BR – 101 em Angra dos Reis – RJ*. Workshop: Solo Pregado ABMS, S.Paulo, pp.49-56.
- Souza, G.J.T.; Pitta, C.A.; Zirlis, A.C. (2005). *Solo Pregado – aspectos executivos do chumbador*. IV COBRAE, Conf. Bras. sobre Estabilidade de Encostas, ABMS, Salvador, BA, v. 2, pp.835-844.

- Springer, F.O.; Gerscovich, D.M.S.; Sayão, A.S.F.J. (2001). *Deformabilidade de taludes com solo pregado*. III COBRAE, Conf. Bras. sobre Estabilidade de Encostas, ABMS, Rio de Janeiro, pp.483-490.
- Springer, F.O. (2001). *Estudos da Deformabilidade de Escavações com Solo Pregado*. Dissertação de Mestrado, Depto. Eng. Civil, PUC-Rio.
- Springer, F.O. (2006). *Ensaio de Arrancamento de Grampos em Solo Residual de Gnaisse*. Tese de Doutorado, Depto. Eng. Civil, PUC-Rio, 310p.
- Springer F.O.; Gerscovich, D.M.S.; Sayão, A.S.F.J.; Lima, A.P.; Ortigão, J.A.R. (2001). *Uso do programa FLAC para modelagem numérica de estruturas grampeadas*. IV Encontro sobre Modelagem Computacional, IPRJ-UERJ, Nova Friburgo, R.J., pp.240-250.
- Stocker, M.F.; Korber, G.W.; Gassler, G.; Gudehus, G. (1979). *Soil nailing: Cloutage du sol*. Proc. International Conf. on Soil Reinforcement: Reinforced Earth and Other Techniques, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, vol.2, pp.469-474.

CARTA DE SUSCETIBILIDADE A MOVIMENTOS DE MASSA E EROSÃO DO MUNICÍPIO DE IPOJUCA-PE

Charter of susceptibility to erosion and mass movements of the city of Ipojuca-PE

Fernanda Soares de Miranda Torres*

Roberto Quental Coutinho**

Cristiana Coutinho Duarte***

Jéssica Bezerra de Menezes****

Drielly Naamma Fonsêca*****

Pedro Augusto dos Santos Pfaltzgraff*****

RESUMO – A Carta de Suscetibilidade é um documento importante para subsidiar um planejamento urbano adequado ao considerar as características geoambientais e, dessa forma, ajudar municípios como Ipojuca, em Pernambuco, que vem apresentando um desenvolvimento urbano acelerado e desordenado nessa última década. Tendo em vista tais fatores, foi confeccionada a Carta de Suscetibilidade a Movimentos de Massa e Erosão do Município de Ipojuca-PE, escala 1:25 000, com o intuito de auxiliar os projetos de gestão e planejamento territorial de interesse de órgãos públicos ou privados, através do conhecimento das características geológico-geotécnicas da região. Durante a elaboração da Carta, foi observado que 284km² (56%) da área do município apresenta suscetibilidade baixa, 148km² (31%) suscetibilidade média e 59km² (13%) suscetibilidade alta.

SYNOPSIS – The Charter of Susceptibility is an important document to appropriately support urban planning considering the geo-environmental characteristics and, thereby, help municipalities as Ipojuca, in Pernambuco, which has experienced a rapid and disorganized urban development in the last decade. Considering these factors, the Charter of Susceptibility to Erosion and Mass Movements of Ipojuca City, scale 1:25 000, was made with the aim of helping management projects and territorial planning of interest for public or private agencies, through knowledge of the geological and geotechnical characteristics of the region. During the drafting of the Charter, it was observed that 284km² (56%) of the municipal area has a low susceptibility, 148km² (31%) average susceptibility and 59km² (13%) high susceptibility.

PALAVRAS CHAVE – Suscetibilidade, movimentos de massa, erosão.

* Geóloga, PPGECC-UFPE/CPRM-SGB, Recife, PE, Brasil. E-mail: fernandasfm@yahoo.com.br

** Professor, Departamento de Engenharia Civil, UFPE, Recife, PE, Brasil. E-mail: rqc@ufpe.br

*** Doutoranda, Programa de Pós-Graduação em Geografia, UFPE. E-mail: cristiana.duarte@upe.br

**** Mestre em Geografia, Doutoranda no Programa de Pós-Graduação em Tecnologias Energéticas e Nucleares, UFPE. E-mail: jessica.menezesgeo@gmail.com

***** Doutoranda, Programa de Pós-Graduação em Geografia, UFPE. E-mail: driellynaamma@gmail.com

***** Geólogo, CPRM-SGB, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. E-mail: pedro.augusto@cprm.gov.br

1 – INTRODUÇÃO

O desenvolvimento acelerado e desordenado das cidades, que geralmente ocorre sem observar as limitações do meio físico, gerou um grave problema de administração territorial nos grandes centros urbanos.

Esta elevada concentração populacional que foi conduzida para a periferia das grandes cidades, foi concentrada em áreas naturalmente inadequadas ou suscetíveis a algum evento natural, apresentando elevadas declividades e solos propícios aos deslizamentos que, em conjunto com a intervenção humana (desmatamentos, cortes e aterros irregulares, alterações nas drenagens, lançamento de lixo, etc.), pode resultar em prejuízos ambientais, materiais e principalmente sociais com a perda de vidas.

Este problema pode ser modificado através de um planejamento urbano adequado, em que o gestor deve possuir o conhecimento necessário para entender os limites e os recursos geoambientais da região.

“A Carta Geotécnica de Suscetibilidade voltada ao Planejamento Municipal deve permitir, em escala até 1:25 000, a ponderação do grupo gestor municipal para determinar metas e ações de desenvolvimento. Ela atende as determinações da Lei nº.12 608/12, de avaliações de suscetibilidade a processos que estabeleçam condições de ameaças, de forma a evitar ou reduzir sua ocorrência. Para tanto, essa carta deve subsidiar a incorporação de regras de ocupação nas leis e normas municipais (Plano Diretor, Código de Obras, dentre outras), fornecendo dados que contribuam para as diversas ações de planejamento municipal, tais como: indicação de áreas com restrição a loteamentos urbano-industriais; a escolha de áreas a proteger, visando à conservação de serviços ambientais; ...” (Coutinho, 2013).

Com o grande desenvolvimento econômico impulsionado pelo Complexo Portuário e Industrial de Suape, o Município de Ipojuca-PE está sofrendo um crescimento urbano desordenado, com uma ocupação indiscriminada de terrenos inadequados a habitação. Devido à perda da cobertura vegetal, em conjunto com solos espessos, altas declividades e chuvas intensas, a possibilidade de movimentação de corpos de massa e erosão é iminente, necessitando de estudos adequados para a sua monitoração. Os problemas geológicos-geotécnicos relacionados na região estão vinculados à erosão, às enchentes e, principalmente, aos deslizamentos.

Devido à necessidade de se obter um conhecimento adequado sobre a região e com o intuito de ajudar os gestores a planejar a ocupação do município e prevenir a instalação de áreas de risco, este estudo definiu, na escala de 1:25 000, a Carta de Suscetibilidade a Movimentos de Massa e Erosão do Município de Ipojuca, que descreve as áreas que apresentam uma probabilidade de ocorrência de algum evento natural que possa trazer prejuízos sociais e econômicos para a região e principalmente perda de vidas.

Este trabalho está vinculado aos projetos: 1. Elaboração da Carta Geotécnica de Aptidão à Urbanização no Município de Ipojuca, localizado na RMR, estado de Pernambuco. Convênio Ministério das Cidades/GEGEP/UFPE. Coordenação Prof. Roberto Quental Coutinho; 2. INCT/REAGEO – Instituto Geotécnico de Reabilitação do Sistema Encosta Planície. UFPE/GEGEP – Coordenação Prof. Roberto Quental Coutinho. Sede: COPPE/UFRJ.

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

Para a elaboração deste trabalho, primeiro foi realizado o levantamento bibliográfico, onde foram pesquisadas as informações sobre:

- Caracterização e definição do tema suscetibilidade;
- Sensores remotos;
- Ferramentas GIS;

- Aspectos fisiográficos da região.

Posteriormente, através do processamento dos dados coletados foram compilados, atualizados ou elaborados os seguintes mapas temáticos:

- Base Cartográfica Planialtimétrica;
- Geológico;
- Solos;
- Declividade;
- Perfil vertical e horizontal das encostas;
- Uso e ocupação da terra;
- Carta de Suscetibilidade a Movimentos de Massa e Erosão.

Todos os mapas temáticos foram convertidos para o formato RASTER, com a extensão .GRID, para que fosse possível seu processamento no software ArcGis 10.1. Para todo material digital utilizado nesse trabalho foi adotada a projeção cartográfica UTM (Universal Transversa de Mercator) e o Datum SIRGAS 2000 (Sistema de Referência Geocêntrico para as Américas) Zona 25S.

2.1 – Base cartográfica planialtimétrica

A Base Cartográfica elaborada pelo GEGEP/UFPE (2014) foi gerada a partir das cartas topográficas da SUDENE (1972), fornecidas em meio analógico pela CONDEPE/FIDEM, e que posteriormente foram vetorizadas e armazenadas em meio digital com o padrão da INDE (Infraestrutura Nacional de Dados Espaciais), seguindo as especificações técnicas ET-EDGV (Especificação Técnica para Estruturação de Dados Geoespaciais Vetoriais). Para a verificação do seu georrefenciamento, etapas de campo foram realizadas com o intuito de coletar pontos de controle e desta forma padronizar o material para o sistema geodésico SIRGAS 2000. Todo este processo foi efetivado utilizando o software ArcGis 10.1.

2.2 – Mapa de cicatrizes dos movimentos de massa e erosão

O inventário de cicatrizes foi confeccionado com a interpretação das imagens *WorldView*, *QuickBird* e do *Google Earth* entre 2010 e maio de 2014, através do levantamento e vetorização dos deslizamentos e erosões através do software ArcGis 10.1.

2.3 – Mapa geológico

O mapa geológico utilizado neste trabalho foi confeccionado pelo GEGEP/UFPE (2014).

2.4 – Perfis vertical e horizontal das encostas

O perfil horizontal e vertical das encostas foi confeccionado a partir das curvas de nível extraídas do MDT gerado pelo GEGEP/UFPE (2014), utilizando a extensão 3D *Analyst Tools/Raster Surface/Curvature* do software ArcGis 10.1.

2.5 – Mapa de solos

O mapa de solos gerado no GEGEP/UFPE (2014) foi confeccionado a partir do recorte do mapa de unidades de mapeamento de solos contido no ZAPE (2001) utilizando o software ArcGis 10.1. Vale salientar que o mapa elaborado contém unidades de mapeamento, que apresentam associações de mais de uma classe de solo.

2.6 – Mapa de uso e ocupação da terra

O estudo do uso e ocupação é um fator muito importante para ser levado em consideração durante o estudo geotécnico de uma área. A ocupação urbana inadequada e a exploração indevida de uma região pode ocasionar sérios danos socioeconômicos ou até mesmo a perda de vidas.

O mapa de uso e ocupação da terra foi elaborado pelo GEGER/UFPE (2014), através da interpretação e vetorização das imagens *WorldView* e *QuickBird*, que foram transportadas para o *software* ArcGis 10.1, em conjunto com a aplicação da classificação das unidades, elaborada a partir do Manual Técnico de Uso da Terra (IBGE, 2013). Posteriormente, a realização do campo permitiu uma melhor averiguação e definição entre os limites das classes encontradas.

2.7 – Mapa da declividade

Para a elaboração do Mapa de Declividade foi utilizado o MDT gerado no GEGEP/UFPE (2014). A sua confecção foi realizada através da extensão *Slope* do *software* ArcGis 10.1. Esta ferramenta permite selecionar os intervalos de declividade (%) ou a inclinação da encosta (°) a serem processados. Os intervalos adotados para atender a confecção do mapa de declividade do município de Ipojuca foram divididos em: 0-7°, 7°-11°, 11°-17°, 17°-27°, 27°-45°, > 45°.

2.8 – Determinação do grau de suscetibilidade

Para os mapas de geologia, pedologia e uso do solo, que estavam no formato vetorial (*shapefile*), houve a necessidade de transformá-los para .GRID e depois reclassificá-los com a ferramenta *Spatial Analyst Tools/Reclass/Reclassify* no ArcGis 10.1, atribuindo aos intervalos de classificação os valores de 1, 2 ou 3 (Quadro 1). Entretanto, os mapas de declividade e curvatura das encostas foram gerados inicialmente no formato .GRID, e posteriormente foi realizada a reclassificação das classes. Esta reamostragem foi realizada seguindo o mesmo critério dos mapas citados acima.

Quadro 1 – Correlação entre a suscetibilidade e os graus adotados.

Suscetibilidade	Grau
Alta	3
Média	2
Baixa	1

No mapa de curvatura, com o cruzamento dos perfis vertical e horizontal, foi considerado que as vertentes Côncava/Convergente, Convergente/Retilínea e Côncava/Planar apresentaram uma suscetibilidade de grau 3, as vertentes do tipo Convexa/Convergente, Convexa/Planar, Côncava/Divergente, Convexa/Divergente foram identificadas como grau 2, e as do tipo Retilínea/Planar e Retilínea/Divergente foram classificadas como grau 1 (Quadro 2).

Para realizar a classificação do mapa de solos, primeiro foi obtida a classificação de cada solo encontrado. Em seguida, houve a ponderação de acordo com a porcentagem dos mesmos para as unidades de mapeamento presentes no ZAPE (2001), o que permitiu a obtenção dos valores dos pesos necessários para a álgebra dos mapas. Entretanto, as unidades G5, PA3, PV2 e PV3 apresentaram um resultado com valores decimais, o que impossibilita a confecção do *raster* por condicionamento do próprio *software*. Desta forma, houve a necessidade de substituir tais valores por valores inteiros, neste caso por medida de segurança, foram utilizados os valores acima dos decimais encontrados, sem, no entanto, alterar os resultados. Desta forma, as unidades TR, G1, G2, PA3, PA4, PA6, PA7, PV2, PV3, PV6 e SM, foram classificadas como grau 3; LA8, LA9 e G5 foram identificadas como grau 2; e as unidades AQ1, Hp1 e AM foram classificadas como grau 1 (Quadro 3).

Quadro 2 – Classificação do grau de suscetibilidade para as vertentes (GEGEP/UFPE, 2014).

Curvaturas horizontais/ verticais do terreno	Grau*	Características
Côncava/Convergente	3	Aumento do fluxo hídrico para uma determinada direção, resultando no desgaste excessivo do solo com o escoamento superficial concentrado
Retilínea/Convergente		
Côncava/Planar		
Convexa/Convergente	2	Dispersão do fluxo hídrico ao longo da encosta
Côncava/Divergente		
Convexa/Divergente		
Convexa/Planar	1	Forma pouco expressiva com relação ao fluxo hídrico, onde o escoamento superficial é bem dispersado sem causar danos a encosta
Retilínea/Planar		
Retilínea/Divergente		

*Grau de suscetibilidade a movimentos de massa e erosão.

Quadro 3 – Classificação das unidades de mapeamento (GEGEP/UFPE, 2014).

Unidades de mapeamento de solos		Grau*
AM	Areias quartzosas marinhas (1) + espodossolo (1)	1
AQ1	Areias quartzosas (1)	1
G1	Gleissolo (2) + cambissolo (2) + solos aluviais (2) + argissolos amarelos e acinzentados (2)	2
G2	Gleissolo (2) + cambissolo (2) + solos aluviais (2)	2
G5	Gleissolo (2) + espodossolo (1)	1,5 (2)
Hp1	Espodossolo (1)	1
LA8	Latossolo amarelo (2) + argissolo amarelo e vermelho-amarelo (2)	2
LA9	Latossolo amarelo (2) + argissolo amarelo e vermelho-amarelo (2) + gleissolo e cambissolo (2)	2
PA3	Argissolo amarelo e vermelho-amarelo (2) + latossolo amarelo (2) + argissolo acinzentado (2) + afloramento de rocha (3)	2,15 (2)
PA4	Argissolo amarelo e vermelho-amarelo (2) + argissolo vermelho-amarelo (2)	2
PA6	Argissolo amarelo (2) + argissolo acinzentado (2) + gleissolo (2)	2
PA7	Argissolo amarelo e vermelho-amarelo (2) + latossolo amarelo (2) + gleissolo e cambissolo (2)	2
PV2	Argissolo vermelho-amarelo (2) + argissolo vermelho-amarelo háplico (3) + cambissolo (3)	2,5 (3)
PV3	Argissolo vermelho-amarelo (2) + cambissolo háplico (3) + solos litólicos (3)	2,5 (3)
PV6	Argissolo vermelho-amarelo (2) + argissolo amarelo (2) + argissolo vermelho escuro (2)	2
SM	Solos de mangue (2)	2
TR	Nitossolo (3)	3

*Grau de suscetibilidade a movimentos de massa e erosão.

Baseado na classificação das unidades geológicas, as formações Cabo e Algodois foram classificadas com o grau 3. Entretanto, a Formação Cabo apresenta uma suscetibilidade superior com relação a Algodois. A Formação Barreiras e a Suíte Magmática Ipojuca foram classificadas com o grau 2. Os sedimentos da formação Estiva, os Depósitos Aluviais, os Sedimentos Flúvio-Lacustres, Sedimentos Sílticos Argilosos de Mangue e de Praia, os Terraços Marinhos Holocênicos e Pleistocênicos, e o Embasamento Cristalino, composto pelo Biotita-granito porfirítico, Biotita-granito, Quartzo Sienito e o Complexo-migmatítico, todos foram classificadas com o grau 1 (Quadro 4).

Quadro 4 – Classificação do grau de suscetibilidade para as unidades litológicas (GEGEP/UFPE, 2014).

Unidade geológica		Grau*
Bacia do Cabo		
Kc	Formação Cabo – Conglomerado (seixos e blocos do embasamento)	3
Ka	Formação Algodois – Conglomerado (seixos vulcânicos)	3
Nqb	Formação Barreiras (sedimentos argilo-arenosos, localmente conglomeráticos)	2
Kirl	Suíte Magmática Ipojuca – Riolito	2
Kitq	Suíte Magmática Ipojuca - Traquito	2
Kiig	Suíte Magmática Ipojuca – Ignibrito	2
Kibs	Suíte Magmática Ipojuca – Basalto	2
Ke	Formação Estiva – Calcário	1
Qal	Depósitos Aluviais	1
Qdfl	Sedimentos flúvio-lacustres	1
Qm	Sedimentos síltico-argilosos de mangue	1
Qp	Sedimentos de praia	1
Qth	Terraços Marinhos holocênicos	1
Qtp	Terraços Marinhos pleistocênicos	1
Embasamento Cristalino		
Ny2	Biotita-granito porfirítico	1
Ny3	Biotita-granito	1
Ny5	Quartzo Sienito	1
Px	Complexo Gnáissico-migmatítico	1

*Grau de suscetibilidade a movimentos de massa e erosão.

No mapa de Uso e Ocupação da Terra, as áreas de florestas, terras úmidas, praias e corpos de água foram classificadas com o grau 1, as áreas industriais, os centros urbanos e habitações unifamiliares, cultura temporária (cana-de-açúcar) e mineração com o grau 2, os aglomerados subnormais e o solo exposto para construção ou por erosão, com o grau 3 (Quadro 5).

Quadro 5 – Características dos graus de suscetibilidade do uso e ocupação da terra (GEGEP/UFPE, 2014).

Classes	Grau*	Características
Terras Úmidas (áreas alagadas e mangue), Florestas (mata, mata ciliar, restinga, vegetação arbustiva), Espaços Abertos (Praia), Culturas Permanentes (coqueiral e cultivos diversificados), Corpos de Água.	1	Áreas planas protegidas pela vegetação arbórea.
Mineração (extração a céu aberto), Cultura Temporária (cana de açúcar), Áreas Urbanizadas (Habitações Unifamiliares e Centros Urbanos), Áreas Industriais (estabelecimentos de ensino, complexo industrial, usina de cana de açúcar).	2	Áreas planas ou suaves onduladas que através do uso deixam o solo exposto. Centros urbanos organizados, porém a utilização inadequada pode provocar a desestabilização do solo.
Espaços Abertos (Solo exposto por erosão e Solo exposto para construção), Áreas urbanizadas (Aglomerados Subnormais).	3	Locais onde o solo encontra-se desprotegido dos impactos hídricos (gotas de chuva, escoamento superficial, infiltração). Áreas urbanas mal planejadas, resultando na desestabilização do ambiente.

*Grau de suscetibilidade a movimentos de massa e erosão.

Para o mapa de Declividade, os intervalos de 0-7° e 7°-11° foram classificados como grau 1, os intervalos de 11°-17° e 17°-27° como grau 2, e os intervalos de 27°-45° e > 45° como grau 3 (Quadro 6).

Quadro 6 – Classificação de grau para os intervalos de declividade (GEGEP/UFPE, 2014).

Intervalo de declividade (°)	Feições morfológicas	Grau*
> 45°	Relevo forte ondulado onde pode ocorrer instabilização do material devido à saturação hídrica e inclinação da vertente.	3
27°-45°		
17°-27°	Relevo ondulado. Índice moderado de deslizamentos.	2
11°-17°		
7°-11°	Relevo plano a suave ondulado. Baixo índice de deslizamento.	1
0-7°		

*Grau de suscetibilidade a movimentos de massa e erosão.

2.9 – Análise Hierárquica (AHP - *Analytic Hierarchy Process*)

Para realizar a elaboração da Carta de Suscetibilidade a Movimentos de Massa e Erosão do Município de Ipojuca, foi adotada a metodologia da Análise Hierárquica, conhecida como AHP (*Analytic Hierarchy Process*), criada por Saaty inicialmente em 1977.

Esta metodologia consiste na elaboração de uma matriz quadrada (Quadro 7) onde os critérios (C_n), neste caso os mapas temáticos, são comparados com eles mesmos. Esta ponderação leva em conta a intensidade de importância de um critério em relação ao outro. Para isto, utiliza-se a escala recomendada por Saaty (2008), que varia de 1 (menos importância) até 9 (importância absoluta), observada no Quadro 8.

Quadro 7 – Matriz quadrada de correlação pareada (adaptado de Saaty, 2008).

Critérios	C₁	C₂	C₃	C₄	C₅
C₁	1	$C_{21}=1/C_{12}$	$C_{31}=1/C_{13}$	$C_{41}=1/C_{14}$	$C_{51}=1/C_{15}$
C₂	C_{12}	1	$C_{32}=1/C_{23}$	$C_{42}=1/C_{24}$	$C_{52}=1/C_{25}$
C₃	C_{13}	C_{23}	1	$C_{43}=1/C_{34}$	$C_{53}=1/C_{35}$
C₄	C_{14}	C_{24}	C_{34}	1	$C_{54}=1/C_{45}$
C₅	C_{15}	C_{25}	C_{35}	C_{45}	1

Quadro 8 – Escala dos níveis de intensidade de importância (adaptado de Saaty, 2008).

Intensidade de importância de cada característica	Definição	Explicação
1	Mesma importância	Dois características contribuem igualmente para o objetivo.
3	Importância pequena de uma sobre a outra	A experiência e o julgamento favorecem levemente uma característica em relação à outra.
5	Importância grande ou essencial	Uma característica é fortemente favorecida; o seu grau de importância é demonstrado na prática.
7	Importância muito grande ou demonstrada	A evidência favorece uma característica em relação a outra com elevado grau de certeza.
9	Importância absoluta	
2, 4, 6, 8	Valores associados a julgamentos intermediários	Quando se deseja maior compromisso.

Em seguida, foi elaborada a matriz de normalização, onde o valor de importância determinado para cada par é dividido pelo somatório dos valores de cada coluna. Logo, para a aquisição do valor do peso (W_i) de cada critério, foi realizada a divisão do somatório de cada linha (ΣL) pelo número de critérios analisados na matriz, que neste caso foram cinco: geologia, pedologia, declividade, uso e curvatura (Quadro 9).

Quadro 9 – Matriz de normalização dos critérios analisados (adaptado de Saaty, 2008).

Critérios	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5	W_i
C_1	$1/\Sigma C_1$	$C_{21}/\Sigma C_2$	$C_{31}/\Sigma C_3$	$C_{41}/\Sigma C_4$	$C_{51}/\Sigma C_5$	$\Sigma L_1/5$
C_2	$C_{12}/\Sigma C_1$	$1/\Sigma C_2$	$C_{32}/\Sigma C_3$	$C_{42}/\Sigma C_4$	$C_{52}/\Sigma C_5$	$\Sigma L_2/5$
C_3	$C_{13}/\Sigma C_1$	$C_{23}/\Sigma C_2$	$1/\Sigma C_3$	$C_{43}/\Sigma C_4$	$C_{53}/\Sigma C_5$	$\Sigma L_3/5$
C_4	$C_{14}/\Sigma C_1$	$C_{24}/\Sigma C_2$	$C_{34}/\Sigma C_3$	$1/\Sigma C_4$	$C_{54}/\Sigma C_5$	$\Sigma L_4/5$
C_5	$C_{15}/\Sigma C_1$	$C_{25}/\Sigma C_2$	$C_{35}/\Sigma C_3$	$C_{45}/\Sigma C_4$	$1/\Sigma C_5$	$\Sigma L_5/5$

Para avaliar a consistência do resultado obtido é necessário encontrar a razão de consistência (RC) através da seguinte equação:

$$RC = IC / IR \text{ (Índice de Consistência) / (Índice Randômico)} \quad (1)$$

O Índice de Consistência é encontrado através da fórmula:

$$IC = (\lambda_{max}-n)/(n-1), \text{ onde } \lambda_{max} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{AW}{W_i} \quad (2)$$

sendo:

n - número de ordem da matriz

λ_{max} - autovetor

W_i - pesos calculados

AW - produto da matriz de correlação pareada com W_i .

O Índice Randômico é um valor encontrado em laboratório e pode ser adquirido no Quadro 10.

Quadro 10 – Valores de IR em função da ordem da matriz quadrada (adaptado de Saaty, 2008).

n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
IR	0	0	0,53	0,89	1,11	1,25	1,35	1,40	1,45	1,49

Para que as matrizes sejam consideradas aceitáveis, a razão de consistência ($RC = IC/IR$) deve ser menor que 0,10, ou seja, quando os valores encontrados são inferiores a 0,10 pode-se considerar que os resultados obtidos estão adequados para a realização da superposição dos mapas, caso contrário, os valores superiores a 0,10 sugerem a revisão dos julgamentos paritários.

Para o município de Ipojuca, houve a necessidade da elaboração de duas matrizes de correlação, pois o mesmo apresenta comportamento geológico, pedológico, de curvatura e de declividade distintos entre a Bacia do Cabo e o Embasamento Cristalino.

Em seguida, com a geração do *raster* de cada tema e com um grau de consistência da matriz satisfatório, foi realizada a sobreposição dos mapas temáticos através da ferramenta *Raster Calculator* no *software* ArcGis 10.1, aplicando os valores dos pesos obtidos (W_i), e desta forma realizar a confecção da Carta de Suscetibilidade a Movimentos de Massa e Erosão do Município de Ipojuca.

3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 – Mapa de cicatrizes dos movimentos de massa e erosão

O mapa de cicatrizes foi elaborado através da interpretação e vetorização das imagens *WorldView*, *QuickBird* e do *Google Earth* entre o ano 2010 e maio de 2014 e, em seguida os resultados foram checados em campo. No município de Ipojuca, foram observadas 695 cicatrizes, entre as quais uma grande parte está representada por 579 (83,31%) ravinamentos, seguido por 103 (14,82%) deslizamentos e 13 (1,87%) voçorocamentos (Fig. 1).

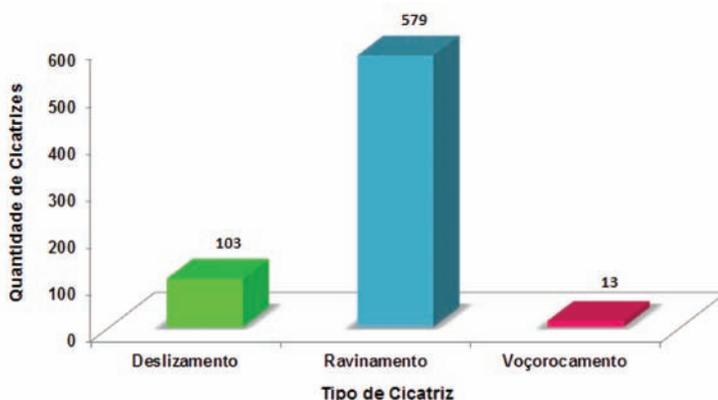


Fig. 1 – Quantidade vs. tipo de cicatriz no município de Ipojuca (GEGEP/UFPE, 2014).

Estas feições estão distribuídas ao longo da parte central e oeste do município, estando o maior agrupamento dos ravinamentos na região central (Figs. 2 a 4).



Fig. 2 – Na parte inferior da foto é observável deslizamento de solo na Formação Cabo (Kc).



Fig. 3 – Cicatriz de ravinamento provocada pelo escoamento hídrico no Complexo Gnáissico-migmatítico (Px).



Fig. 4 – Cicatriz de deslizamento observada na Formação Barreiras (Nqb).

3.2 – Mapa geológico

Realizando a correlação do mapa geológico com o mapa de cicatrizes, observa-se que a unidade NY3 apresenta o maior índice de cicatrizes enquanto que os sedimentos recentes não apresentaram ocorrências.

De acordo com a Fig. 5, a maior concentração de ocorrência das cicatrizes foi observada no embasamento cristalino, parte oeste do município, onde as litologias Ny3, Px, Ny2 e Ny5 apresentaram 329 (47,34%), 176 (25,32%), 24 (3,45%) e 14 (2,01%) cicatrizes, respectivamente. Este fato pode ser explicado pela utilização intensiva da região para o cultivo da cana-de-açúcar e, em função do solo residual com mais de 30 metros de espessura com texturas que variam de argilosa a muito argilosa que em função da declividade e forma de vertente tendem a sofrer mais processos erosivos.

Na Bacia do Cabo, localizada no litoral da região, as litologias Kc, Ka, Nqb, Kiig, e Kirl apresentaram 54 (7,7%), 43 (6,19%), 35 (5,04%), 12 (1,73%) e 8 (1,15%) respectivamente. Entretanto, mesmo apresentando certa declividade, não foi observada nenhuma ocorrência de cicatrizes nas litologias Kibs e Kitq.

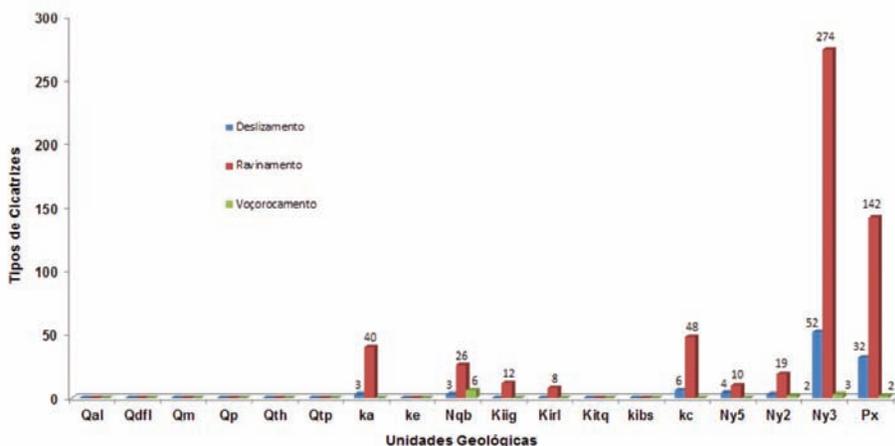


Fig. 5 – Distribuição dos tipos de cicatrizes nas unidades geológicas (GEGEP/UFPE, 2014).

As litologias Qal, Qdfl, Qm, Qp, Qth, Qtp e Ke não apresentaram ocorrências de cicatrizes em função da baixa declividade e permeabilidade do material.

3.3 – Perfis vertical e horizontal das encostas

De acordo com Araujo (2006), as curvaturas horizontais e verticais combinadas representam uma caracterização das formas do terreno, às quais se associam propriedades hidrogeológicas e de transporte de sólidos, diretamente, e pedológicas, ecológicas, além de uma série de outros aspectos, indiretamente. Os casos extremos de combinações de curvatura do terreno são representados pela forma côncavo-convergente (máxima concentração e acúmulo do escoamento) e pela forma convexa-divergente (máxima dispersão do escoamento). As combinações intermediárias têm características hidrogeológicas mais dependentes das relações entre intensidades (módulos) dos efeitos individuais de cada componente.

Como resultado da combinação das curvaturas vertical e horizontal em relação aos níveis de suscetibilidade, as formas côncavo-convergente, retilínea-convergente e côncava-planar apresentam uma suscetibilidade alta. As formas convexa-convergente, retilínea-planar e côncava-divergente foram classificadas com uma suscetibilidade média, enquanto as formas convexa-planar, retilínea-divergente e convexa-divergente com uma suscetibilidade baixa. Na forma côncava-convergente ocorre a maior concentração e acúmulo do escoamento hídrico, enquanto que na forma convexa-divergente ocorre a máxima dispersão hídrica (Fig. 6).

		Curvatura Horizontal		
		Convergente	Planar	Divergente
Curvatura Vertical	Côncava			
	Retilínea			
	Convexa			

Fig. 6 – Classificação tridimensional das vertentes (GEGEP/UFPE, 2014, a partir de Dikau, 1990).

3.4 – Mapa de declividade

Realizando a correlação do mapa de declividade com o mapa de cicatrizes pode-se observar que nos intervalos 11°-17°, 17°-27° e 27°-45°, ocorre o maior número de cicatrizes 138 (19,86%) 183 (26,33%) e 177 (25,47%) respectivamente, seguido pelo intervalo >45° com 69 (9,93%) e o intervalo 0-7° apresentando a menor quantidade com 55 (7,91%), todos representados na Fig. 7.

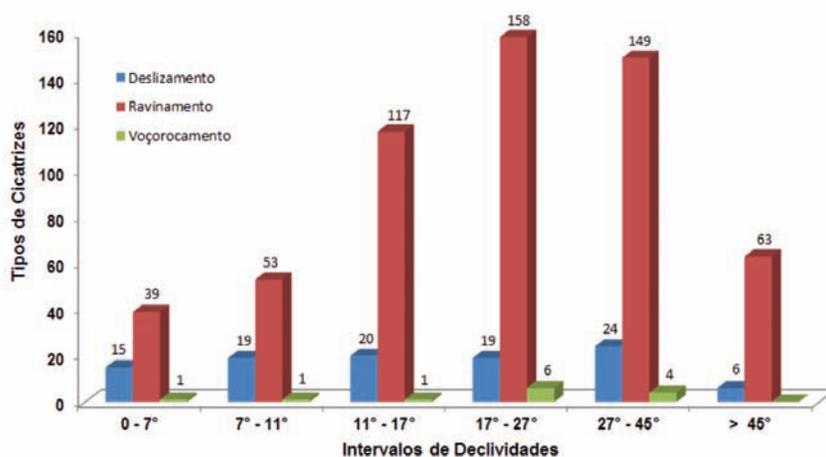


Fig. 7 – Distribuição dos tipos de cicatrizes nos intervalos de declividades (GEGEP/UFPE, 2014).

Por apresentar a menor área, o intervalo de declividade $>45^\circ$ exibiu menor quantidade de cicatrizes em comparação aos intervalos 17° - 27° e 27° - 45° . Entretanto, o intervalo 0 - 7° apesar de apresentar a maior área com relação aos outros intervalos, grande parte encontra-se na planície costeira, litoral do município, em regiões onde ocorrem vertentes com baixo potencial de movimentação gravitacional.

3.5 – Mapa de uso e ocupação da terra

Correlacionando com o mapa de cicatrizes, observa-se que a classe de Cultura Temporária, que compreende o plantio de cana de açúcar, apresenta a maior porcentagem de ocorrências com 91,94% em todo o município, enquanto que a classe de Corpos de Água, Mineração e as Áreas Industriais não apresentaram ocorrências (Fig. 8).

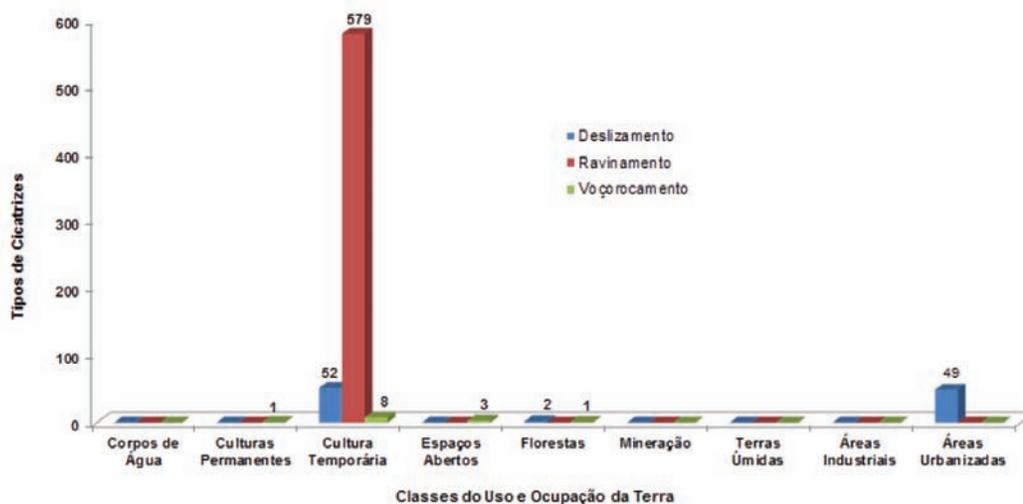


Fig. 8 – Distribuição dos tipos de cicatrizes para as classes de Uso e Ocupação da Terra (GEGEP/UFPE, 2014).

As Áreas Industriais estão concentradas no extremo nordeste do município e ocupam 17km^2 , correspondentes a 3,18% da região. Estão vinculadas as usinas de cana-de-açúcar, estabelecimento de ensino e pesquisa e, principalmente, com relação ao complexo portuário de Suape.

As Áreas Urbanizadas, com 49 cicatrizes (7,05%) são constituídas pelos centros urbanos, habitações unifamiliares e aglomerados subnormais; representam 13km^2 de Ipojuca e estão concentradas na parte leste do município.

Os Corpos de Água, concentrados principalmente no litoral, representam 16km^2 (3,1%) da área, e neles estão incluídos os reservatórios, como as represas, diques e barragens, além dos rios, lagos e lagoas.

As Culturas Permanentes, com apenas 1 cicatriz (0,14%), incluem as áreas antrópicas agrícolas com cultivo diverso, como o de frutas que pode ser representado pelos coqueirais. Representam 17km^2 (3,33%) distribuídos por pequenas ocorrências no extremo oeste, estando a maior parte localizada no litoral e extremo norte do município.

As Culturas Temporárias estão representadas pela cana de açúcar, que corresponde a maior área com 316km^2 (60,2%) do município. Nesta classe foi observada a maior concentração de cicatrizes com 639 (91,94%) em função ao manuseio da terra, como por exemplo, a abertura de estradas e queimadas deixando o solo exposto. Está concentrada no extremo oeste, sendo de grande importância para a economia da região.

Os Espaços Abertos, com 3 cicatrizes (0,43%), representam 5 km² (1%) do município e englobam áreas com pouca ou nenhuma cobertura vegetal por erosão ou que foram expostas para construção. Estão localizados ao longo do litoral e nas proximidades do Complexo Industrial de Suape.

As Florestas abrangem 67km² (12,16%) da área, estando bem distribuídas por toda a região. Representam as áreas de vegetação natural como as matas, matas ciliares, restinga e vegetação arbustiva. Nesta classe foram observadas 3 cicatrizes (0,43%).

As áreas de Mineração representam apenas 1km² (0,17% da área), e compreendem as áreas de extração mineral a céu aberto e áreas de material de empréstimo. Nesta classe não há ocorrência de cicatrizes.

Nas Terras Úmidas Interiores e Costeiras não houve ocorrência de cicatrizes. Representam 73km² (13,9%) incluem as áreas alagadas (as terras úmidas não florestadas como os brejos) e os Mangues (as áreas especiais protegidas, como as unidades de conservação e refúgio da vida silvestre). Estão localizadas por todo o litoral, com pequenas ocorrências ao longo do município.

3.6 – Mapa de solos

Através da correlação com o mapa de cicatrizes, foi observado que a classe LA9, localizada no extremo oeste, apresenta o maior valor de frequência das cicatrizes com 37,99% de todo o município, enquanto as classes AM, HP1, LA8, PA3, PA6 e TR não apresentaram ocorrências (Fig. 9). Este fato pode ser justificado através da intervenção humana, como abertura de estradas e o manejo da terra na agricultura.

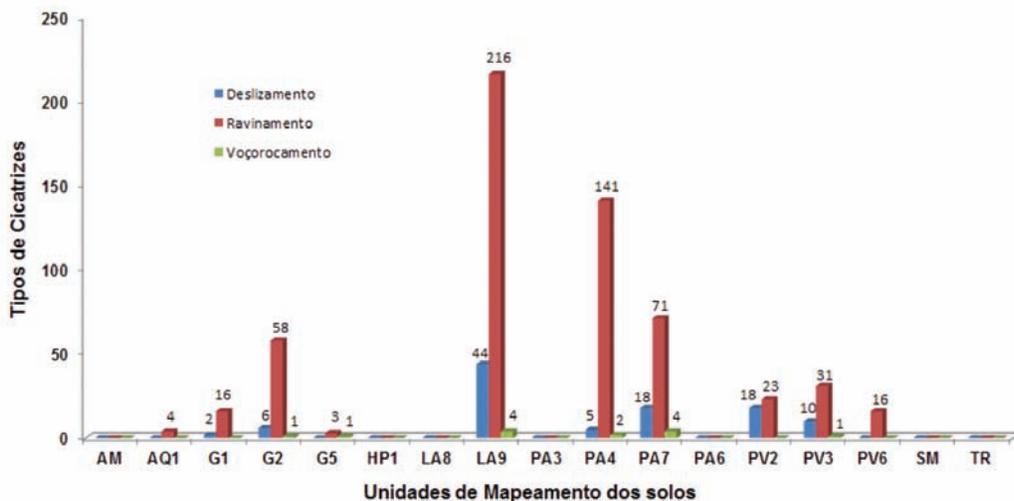


Fig. 9 – Distribuição dos tipos de cicatrizes para as unidades de mapeamento dos solos (GEGEP/UFPE, 2014).

A unidade de mapeamento LA9 contém a maior ocorrência de cicatrizes com 264 (37,99%), em função de a mesma apresentar uma área de 135,65km² (26,91% de todo o município). Vale ressaltar que o mapa das unidades de mapeamento dos solos utilizado neste trabalho foi elaborado com a escala 1:100 000. Este fato pode explicar a presença de cicatrizes de ravinamentos na unidade classificada como AQ1 (Areias Quartzosas). A explicação admissível para isto é que estas cicatrizes devem estar presentes em solos vizinhos (Argissolo, Latossolo ou Gleissolo), entretanto, devido à escala do mapeamento não foram detalhados.

3.7 – Matriz de correlação

Para o município de Ipojuca, houve a necessidade de montar duas matrizes de correlação para verificação dos pesos hierárquicos (Quadros 11 e 12), pois o município apresenta comportamento geológico, pedológico, de curvatura e de declividade distintos entre a Bacia Cabo e o Embasamento Cristalino.

Quadro 11 – Matriz de correlação do Embasamento Cristalino (GEGEP/UFPE, 2014).

Critérios	Uso	Geologia	Solos	Declividade	Curvatura
Uso	1	0,25	0,25	0,17	0,17
Geologia	4	1	1	0,17	0,17
Solos	4	1	1	0,17	0,17
Declividade	6	6	6	1	1
Curvatura	6	6	6	1	1

Utilizando a escala de Saaty (2008), foi realizada a comparação entre os critérios de cada coluna com relação às linhas da matriz de correlação para o Embasamento Cristalino. Os critérios de Geologia e o Solo foram considerados com uma importância intermediária (4), onde as suas características são consideradas expressivas em comparação ao Uso (da Terra). Por outro lado, entre estes foram ponderados de mesma importância (1) quando comparados entre si.

A Declividade e a Curvatura foram consideradas com uma importância bastante significativa (6) com relação aos critérios de Uso (da Terra), Geologia e Solos. Entretanto, foram consideradas de mesma importância (1) quando correlacionadas entre si.

Quadro 12 – Matriz de correlação da Bacia Cabo (GEGEP/UFPE, 2014).

Critérios	Uso	Geologia	Solos	Declividade	Curvatura
Uso	1	0,17	0,17	0,17	0,17
Geologia	6	1	1	0,25	0,25
Solos	6	1	1	0,25	0,25
Declividade	6	4	4	1	1
Curvatura	6	4	4	1	1

A comparação entre os critérios de cada coluna com relação às linhas da matriz para a Bacia Sedimentar Cabo, a Geologia, o Solo, a Declividade e a Curvatura, foram considerados com uma importância significativa (6) em comparação com o critério do Uso (da Terra).

O Solo foi considerado com mesma importância (1) ao ser comparado com a Geologia.

A Declividade e a Curvatura foram consideradas de uma importância intermediária (4), com uma influência significativa, com relação aos critérios da Geologia e do Solo. Entretanto, elas foram ponderadas com mesma importância (1) quando correlacionadas entre si.

Desta forma, foi elaborada a matriz de normalização (Quadros 13 e 14) e posteriormente foi realizada a divisão do somatório de cada linha pelo número de critérios analisados: Uso, Geologia, Solos, Declividade e Curvatura, permitindo assim determinar os pesos de cada critério analisado.

Quadro 13 – Matriz de Normalização para o Embasamento Cristalino (GEGEP/UFPE, 2014).

Crítérios	Uso	Geologia	Solos	Declividade	Curvatura	PESO
Uso	0,05	0,02	0,02	0,07	0,07	0,04
Geologia	0,19	0,07	0,07	0,07	0,07	0,09
Solos	0,19	0,07	0,07	0,07	0,07	0,09
Declividade	0,29	0,42	0,42	0,40	0,40	0,39
Curvatura	0,29	0,42	0,42	0,40	0,40	0,39

Quadro 14 – Matriz de Normalização para a Bacia Cabo (GEGEP/UFPE, 2014).

Crítérios	Uso	Geologia	Solos	Declividade	Curvatura	PESO
Uso	0,04	0,02	0,02	0,06	0,06	0,04
Geologia	0,24	0,10	0,10	0,09	0,09	0,12
Solos	0,24	0,10	0,10	0,09	0,09	0,12
Declividade	0,24	0,39	0,39	0,38	0,38	0,36
Curvatura	0,24	0,39	0,39	0,38	0,38	0,36

Para avaliar a coerência dos resultados foi calculada a Razão de Consistência (RC) das matrizes do Embasamento Cristalino e da Bacia Sedimentar Cabo, onde ambos apresentaram um valor de 0,07, atendendo o requisito de que o RC deve ser inferior a 0,10 para considerá-lo adequado à realização de superposição dos mapas.

3.8 – Carta de suscetibilidade

Em seguida, através da ferramenta *Spatial Analyst Tools/Map Algebra/Raster Calculator*, foi gerada uma equação matemática para cada matriz e a álgebra dos mapas temáticos (Fig. 10) pode então ser realizada para a confecção do mapa final através do mosaico dos mesmos (Embasamento Cristalino e Bacia Sedimentar do Cabo).

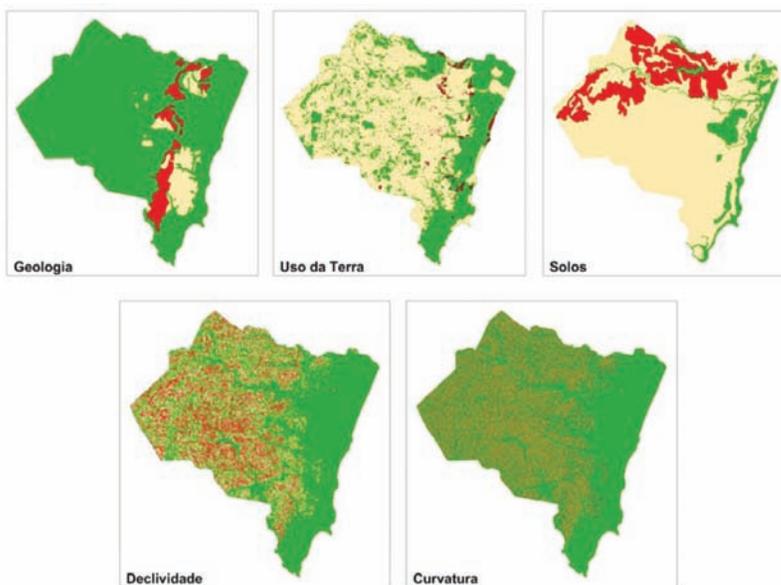


Fig. 10 – Mapas temáticos utilizados na álgebra (GEGEP/UFPE, 2014).

Embasamento Cristalino:

$$\text{Suscetibilidade} = 0,04 * \text{uso} + 0,09 * \text{geologia} + 0,09 * \text{solos} + 0,39 * \text{declividade} + 0,39 * \text{curvatura} \quad (3)$$

Bacia Sedimentar do Cabo:

$$\text{Suscetibilidade} = 0,04 * \text{uso} + 0,12 * \text{geologia} + 0,12 * \text{solos} + 0,36 * \text{declividade} + 0,36 * \text{curvatura} \quad (4)$$

O mapa inicial que foi gerado é do tipo *raster*, no formato *GRID*, apresentando dez classes de suscetibilidade, o que levou a sua reclassificação posterior proporcionada através da função estatística chamada Manual, encontrada no *Spatial Analyst Tools/Reclass/Reclassify*, definindo então apenas três classes denominadas: Baixa Suscetibilidade, Média Suscetibilidade e Alta Suscetibilidade (Quadro 15).

Posteriormente, foi observado que nos topos planos das encostas não foram incluídas as áreas com potencial de deslizamento próximo as encostas (Fig. 11A). Desta forma, foi realizado um detalhamento nestas áreas, onde foi acrescentado um *buffer* (zona de transição intermediária) de distância com 12 metros de largura, distribuídos em 5 metros para áreas consideradas com alta suscetibilidade e 7 metros para as áreas com suscetibilidade média (Fig. 11B). Estes valores são estimativos, e, portanto, qualquer ocupação permanente nas áreas posterior ao *buffer* (consideradas de baixa suscetibilidade) devem estar atentas a qualquer indicação de possível movimentação do solo.

No caso das ocupações localizadas na base da encosta, deve-se resguardar uma área de potencial atingimento de massa dos deslizamentos advindos das encostas. Nos trechos onde a encosta tiver suscetibilidade média deve ser resguardada uma distância de pelo menos 12 metros. Para os trechos considerados com alta suscetibilidade, deve-se adicionar mais 5 metros de área com alta suscetibilidade e mais 7 metros para uma área com suscetibilidade média.

A partir dos dados obtidos no Quadro 15, foi possível a confecção da Carta de Suscetibilidade do Município de Ipojuca (Fig. 12).

Quadro 15 – Características utilizadas na classificação do Grau de Suscetibilidade a Movimentos de Massa e Erosão (GEGEP/UFPE, 2014).

Grau*		Características
3	Alto	Predomínio de declividades altas (a partir de 27°), solos espessos e com alto teor de argila, áreas com pouca ou nenhuma cobertura vegetal superficial, impermeáveis ou voltadas para o uso agrícola e litologia e estruturas geológicas favoráveis ao desencadeamento de MGM. Densidade de drenagem elevada. Encostas côncava-convergente, retilínea-convergente e côncava-planar.
2	Médio	Declividade variando de 11° a 27°, áreas com vegetação pouco preservada ou com tipos menos adequados e degradados, solo espesso e bem drenado, uso agrícola e/ou áreas impermeabilizadas, litologia e estruturas geológicas mediantemente favoráveis ao desencadeamento de MGM. Encostas convexa-convergente, côncava-divergente e convexa-divergente.
1	Baixo	Declividade baixa (< 11°), solos arenosos, áreas onde afloramentos de rocha podem ser encontrados com estruturas geológicas pouco favoráveis ao desencadeamento de MGM, vegetação preservada, pouca drenagem. Encostas convexa-planar, retilínea-planar e retilínea-divergente.

*Grau de suscetibilidade a movimentos de massa e erosão.

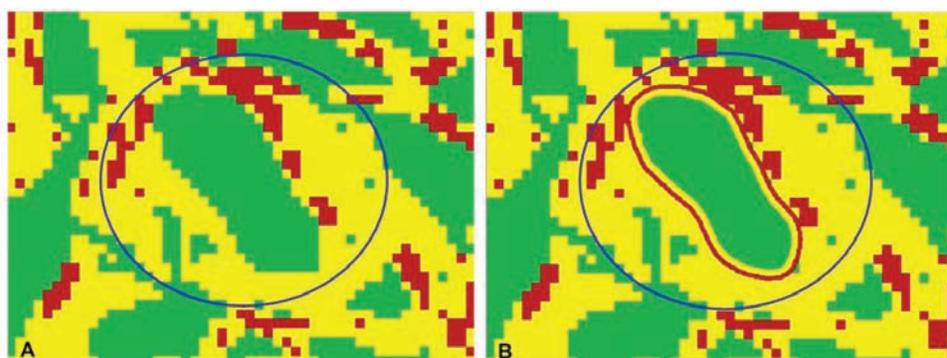


Fig. 11 – Buffer inserido nos topos das colinas (GEGEP/UFPE, 2014).

Ao analisar a Carta de Suscetibilidade, foi observado que o município de Ipojuca apresenta 56% de áreas com baixa suscetibilidade, 31% com média suscetibilidade e 13% com alta suscetibilidade.

Este resultado pode ser explicado através da sobreposição dos mapas, que durante o cruzamento dos dados, os valores dos mapas de declividade, curvatura e solo apresentaram uma influência maior com relação aos valores dos mapas de geologia e uso da terra. Desta forma, pode-se observar que as áreas de Média e Alta Suscetibilidade estão localizadas no oeste do município, onde estão situados os valores de declividade mais acentuados em toda região além de solos que apresentam teores de argila com atividade alta e vertentes que favorecem um escoamento hídrico superficial mais concentrado que possa causar um desgaste excessivo do solo.

As áreas com suscetibilidade baixa estão localizadas na planície costeira do município, com valores de declividade baixos e vertentes pouco expressivas com relação ao fluxo hídrico.

As áreas que apresentaram maior concentração dos pontos com alta suscetibilidade estão localizadas ao sul, próximo a praia de Porto de Galinhas e ao norte, próximo ao Complexo Industrial de Suape, onde estão localizadas as Formações Cabo e Algodoads, litologias constituídas por conglomerados de seixos e blocos do embasamento e de seixos vulcânicos, respectivamente.

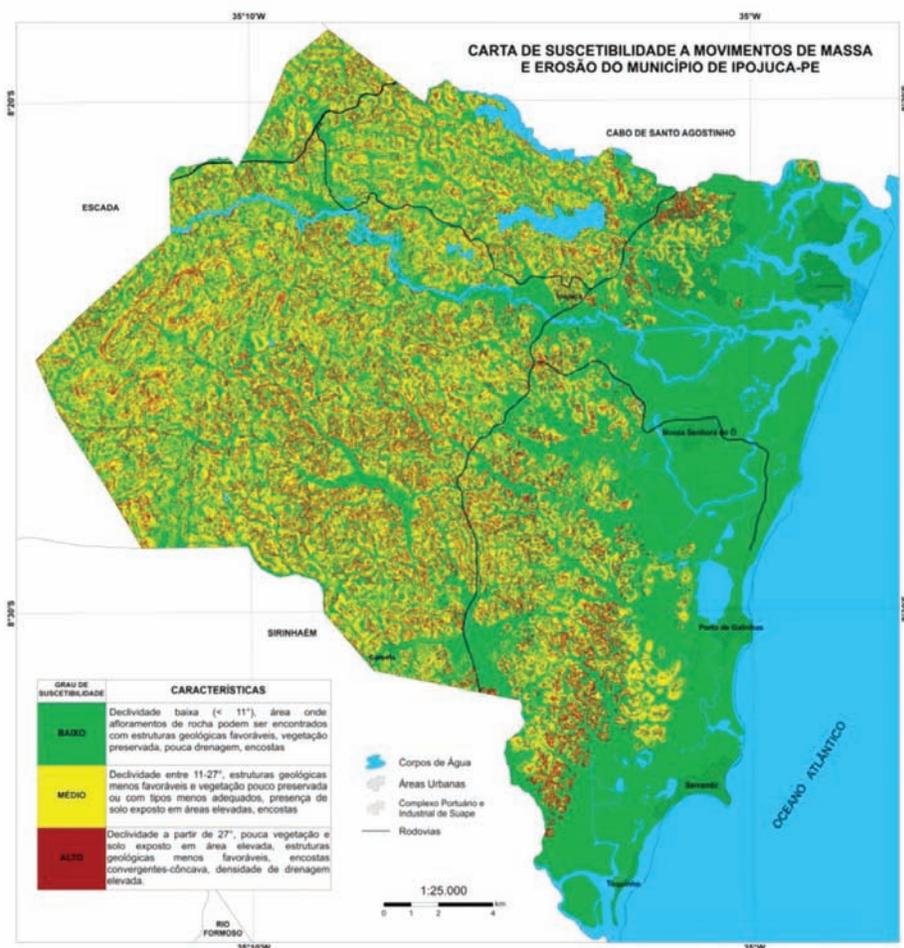


Fig. 12 – Carta de Suscetibilidade a Movimentos de Massa e Erosão do Município de Ipójuca-PE (GEGEP/UFPE, 2014).

Observando os dados obtidos no Quadro 16 e a Fig. 13, constata-se que apesar de menor expressão espacial, o grau de suscetibilidade Alto apresenta o maior percentual de ocorrências com 412 (59,28%) em todo o município, incluindo deslizamentos induzidos nos centros urbanos e de ravinamentos nos canaviais localizados nas proximidades dos mesmos.

Quadro 16 – Percentual de cicatrizes para cada grau de suscetibilidade (GEGEP/UFPE, 2014).

Grau de suscetibilidade	Área (km ²)	Quantidade de cicatrizes				
		*Desl	*Rav	*Voç	Total	(%)
Alto	59	55	346	11	412	59,28
Médio	148	44	196	1	241	34,68
Baixo	284	4	37	1	42	6,04

*Desl – Deslizamento; *Rav – Ravinamento; *Voç - Voçorocamento.

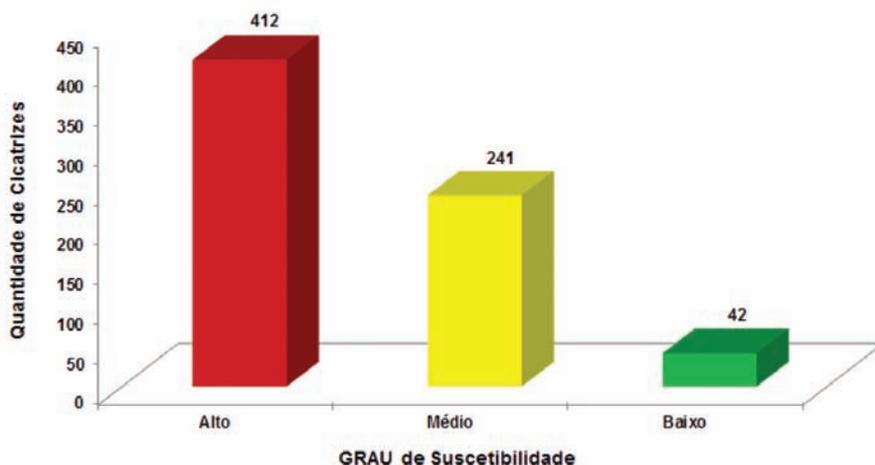


Fig. 13 – Correlação entre os graus de suscetibilidade e a frequência das cicatrizes (GEGEP/UFPE, 2014).

As áreas de Média e Baixa suscetibilidade apresentam 241 (34,68%) e 42 (6,04%) respectivamente. Tal fato ressalta consonância entre o mapa de Cicatrizes (Fig. 1) com a Carta de Suscetibilidade (Fig. 12), o que valida os resultados obtidos.

4 – CONCLUSÕES

O município de Ipojuca vem apresentando ao longo do tempo, vários processos erosivos, ravinamentos e voçorocamentos, e de movimento gravitacional, deslizamento, devido ao seu crescimento econômico e conseqüentemente urbano, onde grande parte encontra-se em áreas inadequadas para ocupação.

Ao analisar a Carta de Suscetibilidade, foi observado que dos 527,3km², o município de Ipojuca apresenta 284km² (56%) com áreas de suscetibilidade baixa, 148km² (31%) com suscetibilidade média e 59km² (13%) com suscetibilidade alta.

Os pontos que apresentaram maior concentração de áreas com alta suscetibilidade estão localizados ao sul, próximo da praia de Porto de Galinhas, e ao norte, nas proximidades do Complexo Portuário e Industrial de Suape. Este resultado se deve ao fator geológico, pois estas áreas estão localizadas nas Formações Cabo (conglomerados de seixos e blocos do embasamento) e Algodoads (conglomerados de seixos vulcânicos), respectivamente, o que sugere maior atenção e estudos geotécnicos.

Durante a elaboração do mapa de inventário foram observados 695 cicatrizes de processos gravitacionais e erosivos, entre os quais 412 (59,28%) estão localizados nas áreas classificadas como alta suscetibilidade. As áreas com média e baixa suscetibilidade apresentaram 241 (34,68%) e 42 (6,04%), respectivamente.

A Carta de Suscetibilidade ora apresentada representa um avanço no conhecimento das áreas mais favoráveis à ocupação urbana, bem como as áreas a serem evitadas para implantação de projetos de usos diversos. Desta forma, a carta contribui para a atual indicação de áreas mais adequadas a expansão urbana durante a elaboração dos planos diretores municipais, auxiliando na locação de loteamentos e obras de infraestrutura.

No entanto, afigura-se como imperiosa a execução de atualizações periódicas deste tipo de carta devido à acelerada dinâmica espacial e econômica da região, para a identificação dos locais mais suscetíveis a movimentos de massa e erosão.

5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Araujo, E.P. (2006). *Aplicação de dados SRTM à modelagem da erosão em microbacias por geoprocessamento*. Dissertação de Mestrado, Instituto Nacional de Pesquisa Espacial INPE, São José dos Campos-SP. 88f.
- Coutinho, R.Q. (Coord./Org.) (2013). *Parâmetros para a cartografia geotécnica e diretrizes para medidas de intervenção de áreas sujeitas a desastres naturais*. Documento Técnico. Convênio Ministério das Cidades. Recife: GEGEP/UFPE.
- Coutinho, R.Q. (Coord./Org.) (2014). *Elaboração de cartas geotécnicas de aptidão à urbanização no município de Ipojuca, localizado na RMR, Estado de Pernambuco*. Convênio Ministério das Cidades. Recife: GEGEP/UFPE.
- Dikau, R. (1990). *Derivatives from detailed geoscientific maps using computer methods*. Zeitschrift für Geomorphologie, v.2, n. 80, pp. 45-55.
- GEGEP/UFPE (2014). *Elaboração de Cartas Geotécnicas de aptidão à Urbanização no município de Ipojuca, localizado na RMR, Estado de Pernambuco*. Convênio Ministério das Cidades/GEGEP/UFPE. Prof. Roberto Quental Coutinho (Coord. & Org.).
- IBGE (2013). *Manual Técnico de Uso da Terra*. Manuais Técnicos em Geociências N° 7, Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. 171p.
- Saaty, T.L. (2008). *Relative Measurement and its Generalization in Decision Making. Why Pairwise Comparisons are Central in Mathematics for the Measurement of Intangible factors. The Analytic Hierarchy/Network Process*. Rev. R. Acad. Cien. Serie A. Mat. - RACSAM, v.102, n. 2, pp. 251–318.
- ZAPE (2001). *Zoneamento Agroecológico do Estado de Pernambuco*. Recife: Embrapa Solos - Unidade de Execução de Pesquisa e Desenvolvimento - UEP Recife; Governo do Estado de Pernambuco (Secretaria de Produção Rural e Reforma Agrária). CD-Rom. (Embrapa Solos. Documento n°. 35).

MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS *VERSUS* ENSAIOS DE CARREGAMENTO DINÂMICO EM ESTACAS

Semi-empirical methods *versus* dynamic load testing in piles

Jean Felix Cabette*

Heloisa Helena Silva Gonçalves**

Fernando Antônio Medeiros Marinho***

RESUMO – O trabalho tem por objetivo comparar os valores de capacidade de carga previstos através de métodos semiempíricos de estacas pré-fabricadas de concreto cravadas em região de solo mole com os valores obtidos através de provas de carga dinâmicas. Para o efeito, foram analisadas estacas de concreto protendido com seção transversal quadrada 230mm×230mm, utilizadas como fundação de habitações populares em uma obra promovida pela Companhia de Desenvolvimento Habitacional e Urbano do Estado de São Paulo (CDHU), na cidade de Cubatão, São Paulo. Os métodos semiempíricos utilizados no trabalho são os métodos de Décourt e Quaresma, Aoki e Velloso e Teixeira, que utilizam resultados de sondagens a percussão de simples reconhecimento. Estes valores de capacidade de carga serão comparados aos obtidos através de uma série de ensaios de carregamento dinâmico tendo como foco a capacidade de carga obtida através das análises CAPWAP.

SYNOPSIS – The work aims to compare the bearing capacity values predicted by semi-empirical methods with those obtained through dynamic load tests of prefabricated concrete piles driven into soft soil. To achieve this objective, prestressed concrete piles were analysed with square cross section of 230mm×230mm, used as foundation of a popular housing estate in a project promoted by the Company of Housing and Urban Development of a the State of São Paulo (CDHU) in the city of Cubatão, São Paulo. The semi-empiric methods employed are those of Décourt and Quaresma, Aoki and Velloso and Teixeira, using penetration test results. These bearing capacity values are compared with those obtained from a series of dynamic loading tests through CAPWAP analyses.

PALAVRAS CHAVE – Estacas, ensaios de carregamento dinâmico, métodos semiempíricos.

1 – INTRODUÇÃO

O dimensionamento da fundação de uma estrutura pode ser realizado utilizando-se métodos teóricos, métodos semiempíricos ou métodos empíricos. No Brasil são muito utilizados os métodos semiempíricos propostos por Aoki e Velloso em 1975 e por Décourt e Quaresma em 1978 e, mais recentemente, o método de Teixeira (1996). Estes métodos foram desenvolvidos pelos respectivos autores baseados em resultados de ensaios de campo, principalmente sondagens de simples

* Engenheiro Civil, Mestre pela Universidade de São Paulo/USP – Escola Politécnica, São Paulo, Brasil, e engenheiro da Benaton Fundações S/A, São Paulo, Brasil. E-mail: cabettejean@gmail.com

** Engenheira Civil, professora Livre Docente na Universidade de São Paulo/USP – Escola Politécnica, São Paulo, Brasil. E-mail: helesilv@usp.br

*** Engenheiro Civil, professor Livre Docente na Universidade de São Paulo/USP – Escola Politécnica, São Paulo, Brasil. E-mail: fmarinho@usp.br

reconhecimento, SPT e provas de carga executadas em determinados tipos de estacas. Para abranger diferentes tipos de materiais e de estacas, foram propostos coeficientes de ajuste, pelos respectivos autores.

Como a experiência acumulada que capacita os diversos autores no desenvolvimento de métodos empíricos ou semiempíricos nem sempre é válida para qualquer região, e, como existem dúvidas sobre o dimensionamento de estacas que atravessam camadas espessas de argilas moles, foi desenvolvida uma pesquisa de mestrado, na qual o primeiro autor analisou dados oriundos de uma obra real, construída na Baixada Santista, no Estado de São Paulo, comparando os valores previstos e obtidos da capacidade de carga das estacas. Trata-se de um extenso conjunto habitacional formado por sobrados e edifícios baixos, cujas fundações foram projetadas em estacas pré-moldadas de pequena seção.

O subsolo da Baixada Santista é constituído por camadas alternadas de argila mole orgânica e areia. Segundo trabalhos desenvolvidos por Massad (1985), as argilas moles podem ser classificadas como SFL (sedimentos flúvio-lagunares) e AT (argilas transicionais) segundo algumas características geotécnicas. Uma importante diferença entre estas argilas é o histórico de tensões; enquanto as argilas da formação SFL têm razão de sobre-adensamento baixa, na maioria dos casos entre 1 e 1,3, as argilas AT apresentam altos valores de OCR, variando geralmente entre 2 e 4. Como consequência, as argilas SFL apresentam recalques por adensamento substanciais quando submetidas a baixos valores de acréscimo de tensão, o que não ocorre nas argilas AT. Um exemplo dos problemas decorrentes dos recalques de grande magnitude da argila mole da Baixada Santista são os “prédios tortos de Santos”, muito discutidos na literatura técnica. Embora as cargas provenientes das estruturas de pequeno porte, construídas nesta região, fossem pequenas, foram utilizadas fundações profundas com a finalidade de evitar recalques e garantir a integridade destas estruturas.

Os resultados calculados utilizando os métodos semiempíricos supracitados foram comparados a resultados de ensaios de carregamento dinâmico, regulamentados pela norma NBR13208 (2007), analisados através dos métodos CASE e CAPWAP. As provas de carga dinâmicas têm sido utilizadas com bastante frequência no Brasil, para verificação da capacidade de carga de estacas, em obras de todos os portes, devido à rapidez e baixo custo relativo.

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

O objetivo deste trabalho é comparar os valores de capacidade de carga previstos através de métodos semiempíricos de estacas pré-fabricadas de concreto cravadas em região de solo mole com os determinados através de provas de carga dinâmicas. Para atingir este objetivo foram analisadas estacas pré-fabricadas de concreto pela Benaton Fundações, utilizadas como fundação de habitações populares em uma obra da Companhia de Desenvolvimento Habitacional e Urbano do Estado de São Paulo (CDHU), na cidade de Cubatão, São Paulo.

O desenvolvimento do trabalho compreende as seguintes etapas:

- Estimativa da capacidade de carga de fundações profundas em estacas aplicando alguns métodos empíricos consagrados no meio técnico nacional (Aoki e Velloso, 1975; Décourt e Quaresma, 1978; Teixeira, 1996), que utilizam resultados de sondagens a percussão de simples reconhecimento;
- Análise de uma série de ensaios de carregamento dinâmico (ECD) tendo como foco a capacidade de carga mobilizada da estaca. Estes ensaios foram realizados aleatoriamente na obra e em alguns casos localizados próximos aos furos de sondagens cujos resultados foram utilizados para previsão da capacidade de carga;

- Comparação dos resultados obtidos teoricamente aos resultados dos ensaios para determinar o método que se ajustou melhor aos resultados de campo, para estacas pré-fabricadas cravadas nesta região da baixada santista, contribuindo para previsão de cargas em estacas cravadas em argila mole;
- Comparação dos resultados obtidos através das fórmulas dinâmicas com os resultados de ensaios de carregamento dinâmico (ECD).
- Foi adotada no trabalho a capacidade de carga das estacas no golpe de maior energia aplicada. A capacidade de carga foi inferior a capacidade de carga estrutural da peça, já que este é um critério de paralisação do ensaio para que a estaca não seja comprometida.

De acordo com a Fig. 1 é possível identificar a área de execução das estacas na obra em questão.

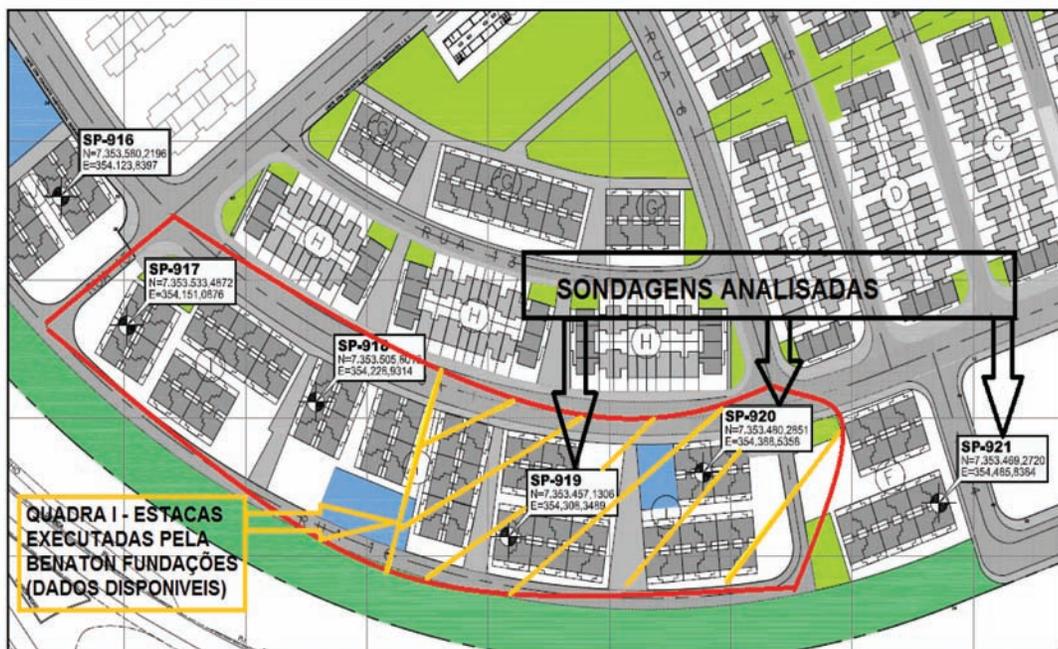


Fig. 1 – Implantação do empreendimento – Quadra analisada.

Na Fig. 2 está apresentado o perfil geotécnico da região analisada, com as sondagens utilizadas no trabalho. Com base em todas as sondagens executadas na região, verifica-se que o subsolo apresenta uma camada superficial de rachão de espessura da ordem de 3m, a qual foi removida para cravação, com substituição por aterro arenoso em boa parte da região, seguida por intercalações entre areia siltosa ou argilosa e argila siltosa cinza escura e preta muito mole a mole. Os últimos metros (27m a 31m) detetados pelas sondagens apresentaram uma camada arenosa com fragmentos de quartzo. Em algumas sondagens foi detetada a presença de camada de solo mole abaixo da camada arenosa com fragmentos de rocha.

Na obra em questão foram utilizadas fundações profundas em estacas pré-fabricadas de concreto com seção transversal quadrada com 230mm de lado, para carga de trabalho de até 400kN. A cravação das estacas foi executada por um bate estacas tipo martelo queda livre, movimentado por rolos.

Foi estimado que as estacas deveriam apresentar comprimentos entre 26m e 30m de profundidade, apoiando-se sobre camada arenosa com fragmentos de quartzo.

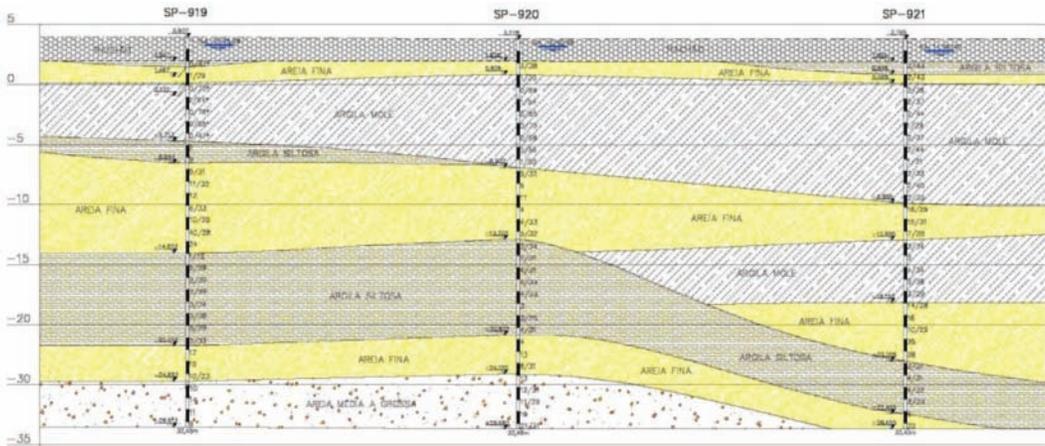


Fig. 2 – Perfil com as sondagens SP-919, SP-920 e SP-921.

2.1 – Síntese dos métodos de cálculo estáticos utilizados no trabalho, para previsão da capacidade de carga das estacas

Desde 1975, quando surgiu o primeiro método brasileiro para a estimativa da capacidade de carga de estacas, proposto por Aoki e Velloso (1975), vários outros autores, seguindo a mesma linha de raciocínio, apresentaram métodos semelhantes. Neste trabalho serão utilizados e estão apresentados resumidamente os métodos de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996) por serem os mais utilizados e difundidos no meio técnico nacional, lembrando que esses métodos estão sempre sofrendo atualizações e foram idealizados com base em elementos técnicos especificados de cada região onde foram desenvolvidos.

2.1.1 – Método de Aoki e Velloso (1975)

Este método foi desenvolvido com base em resultados de sondagens e provas de carga realizadas em estacas de diferentes tipos. A partir das expressões (1), (2) e (3) que consideram que o fuste da estaca atravessa várias (n) camadas distintas de solo, são calculadas as parcelas de resistência de ponta (Q_p) e de resistência lateral (Q_L) que compõem a capacidade de carga de rutura da estaca (Q_u):

$$Q_p = q_p \times A_p \quad (1)$$

$$Q_L = U \times \sum_1^n q_L \times \Delta L \quad (2)$$

$$Q_u = Q_L + Q_p \quad (3)$$

Q_u – carga de rutura da estaca;

Q_L – parcela da carga de rutura resultante do atrito ao longo do fuste;

Q_p – parcela da carga de rutura resultante da ponta da estaca;

U – perímetro da estaca;

ΔL – espessura de camada;

q_L – tensão média de adesão ou de atrito lateral na rutura na camada de espessura ΔL ;

A_p – área da ponta da estaca;

q_p – resistência de ponta da estaca.

A Fig. 3 ilustra a distribuição de resistência ao longo da estaca.

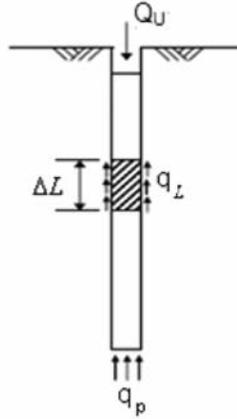


Fig. 3 – Distribuição de resistência ao longo da estaca.

Tem-se ainda que:

$$q_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (4)$$

$$q_L = \frac{f_c}{F_2} \quad (5)$$

q_c – resistência de ponta do ensaio de cone (CPT);

f_c – atrito lateral unitário do ensaio de cone (CPT);

F_1 e F_2 – fatores de transformação (escala e tipo de estaca), conforme Quadro 1.

Quadro 1 – Fatores de transformação.

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-fabricada	1,75	3,5

O método foi revisto por Aoki (1985) para estacas pré-moldadas de pequenos diâmetros, porque nestes casos o valor de $F_1 = 1,75$ se mostrava conservador. Aoki propôs que, para estas estacas, F_1 fosse calculado segundo a equação (6):

$$F_1 = 1 + \frac{D}{0,80} \quad (6)$$

D - diâmetro ou lado em metros do fuste da estaca.

A relação F_2 igual a duas vezes F_1 deve continuar a ser obedecida.

Quando não se dispõe de ensaio de cone (CPT) ou piezocone (CPTU) podem ser usadas as relações (7), (8) e (9), propostas pelos autores para a determinação de q_p e q_L em função dos valores de N_{SPT} e das constantes do Quadro 2.

$$q_p = \frac{K \times N_p}{F_1} \quad (7)$$

$$q_L = \frac{\alpha \times K \times N_L}{F_2} \quad (8)$$

N_p - N_{SPT} na cota da ponta da estaca;

N_L - N_{SPT} médio na camada de espessura ΔL

A capacidade de carga da estaca é:

$$Q_u = \frac{K \times N_p}{F_1} \times A_p + \frac{U}{F_2} \times \sum_1^n (\alpha \times K \times N_L \times \Delta L) \quad (9)$$

Quadro 2 – Coeficientes K e α (Aoki e Velloso, 1975).

Tipo de solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno-siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto-arenosa	0,33	3,0

A carga admissível da estaca deve ser:

$$\bar{P} \leq \frac{Q_u}{2} \quad (\text{Carga admissível}) \quad (10)$$

2.1.2 – Método de Décourt e Quaresma (1978)

Décourt e Quaresma (1978) apresentaram um processo expedito para determinação da carga de ruptura de estacas, com base apenas (e diretamente) nos resultados fornecidos por sondagens à percussão. O método foi desenvolvido com base no comportamento de estacas pré-moldadas de concreto e extrapolado para outros tipos de estacas. Os autores ressaltam que o método elaborado não visa a obtenção de valores exatos, mas sim de estimativas bastante aproximadas, seguras e, principalmente, de fácil determinação.

Décourt e Quaresma (1978) propõem os valores de resistência lateral indicados no Quadro 3, em função da média dos valores de N_{SPT} obtidos ao longo do fuste da estaca, sem considerar os utilizados para a determinação da resistência de ponta da estaca. Note-se que para a determinação da resistência lateral não é considerado o tipo de solo.

Quadro 3 – Valores de adesão (atrito lateral) (Décourt e Quaresma, 1978).

N_{SPT} (Valor médio ao longo do fuste)	q_L (Adesão – kPa)
3	20
6	30
9	40
12	50
>15	60

Para a estimativa da resistência de ponta (em kPa), os autores propõem a utilização da expressão (11):

$$q_p = C \times N \quad (11)$$

O valor do coeficiente C, determinado no Quadro 4, proposto pelos mesmos autores, depende do tipo de solo e o valor de N é a média dos valores de N_{SPT} obtidos na sondagem, entre os da cota correspondente à ponta da estaca, da cota imediatamente anterior e da imediatamente posterior.

Quadro 4 – Valores do coeficiente C (Décourt e Quaresma, 1978).

Tipo de Solo	C (kPa)
Argilas	120
Siltes argilosos (solos residuais)	200
Siltes arenosos (solos residuais)	250
Areias	400

A capacidade de carga é obtida através da expressão (12):

$$\bar{P} = \frac{U \times L \times q_L}{1,3} + \frac{A_p \times q_p}{4,0} \quad (12)$$

U – perímetro da estaca;

L – comprimento da estaca;

q_L – adesão ao longo do fuste;

A_p – área da ponta da estaca;

q_p – resistência de ponta da estaca.

Décourt e Quaresma (1978) chegaram a uma boa concordância entre os valores de capacidade de carga medidos e os valores calculados após comparação com os resultados de provas de carga. Embora as estacas analisadas tenham sido todas do tipo pré-moldadas, os autores admitem, em primeira aproximação, que o mesmo processo de cálculo seja válido para estacas tipo Franki, estacas escavadas e estacas tipo Strauss.

Os referidos autores ressaltam que o método é conservativo, pois as cargas previstas são inferiores às cargas medidas com base nas provas de carga. Recomendam cautela, no entanto, na aplicação a casos de solos de natureza diferente dos analisados, principalmente no caso de siltes, uma vez terem sido examinados apenas os solos siltosos provenientes de alteração de rocha (solos residuais).

Em trabalho mais recente, Décourt (1982) faz algumas modificações em relação ao trabalho original:

- 1) Distingue sua formulação para as estacas escavadas das estacas tradicionais (pré-moldadas, Franki, etc.), após a crescente utilização de estacas escavadas para atender às cargas cada vez mais elevadas.
- 2) Majora o valor limite de $N=15$ – antes considerado para a determinação da adesão ao longo do fuste – para $N=50$, tendo em vista a necessidade de adequar a metodologia de projeto ao avanço crescente alcançado nos equipamentos de cravação e nas ferramentas de escavação, que hoje conseguem transpor obstáculos antes não ultrapassáveis.
- 3) O valor de adesão (q_L) recomendado é de:

$$q_L = (\bar{N}/3 + 1) \times 10 \quad (\text{kPa}) \quad (13)$$

sendo \bar{N} o valor médio de N_{SPT} ao longo do fuste, calculado conforme descrito anteriormente. Para $N_{SPT} \leq 3$ – adotar $N=3$ – mantido o limite anterior. Para $N_{SPT} \geq 50$ – adotar $N=50$ – modificado o limite anterior de $N=15$, exceção feita às estacas Strauss e tubulões a céu aberto, em que este valor é mantido.

É importante observar que a equação (13) não modifica os valores do Quadro 3, mas apenas os exprime em forma de equação.

2.1.3 – Método de Teixeira (1996)

Teixeira propõe as expressões (14), (15) e (16) para a estimativa da capacidade de carga das estacas, com base nos índices de resistência a penetração (N_{SPT}) determinados nas sondagens.

$$q_p = \alpha \times \overline{N_p} \quad (14)$$

$$q_L = \beta \times \overline{N_L} \quad (15)$$

sendo que $\overline{N_p}$ é o valor médio dos índices de resistência a penetração N_{SPT} medidos no intervalo entre quatro diâmetros acima da ponta da estaca e um diâmetro abaixo; $\overline{N_L}$ é o valor médio dos N_{SPT} medidos ao longo do comprimento do fuste da estaca. Os parâmetros α e β propostos pelo autor estão apresentados nos Quadros 5 e 6, respetivamente.

Quadro 5 – Valores do parâmetro α (Teixeira, 1996).

Tipo de solo ($4 < N_{SPT} < 40$)	α (kPa)			
	Tipos de estacas			
	Pré-moldadas de concreto e metálicas	Tipo Franki	Escavadas a céu aberto	Estaca raiz
Areia com pedregulho	440	380	310	290
Areia	400	340	270	260
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia argilosa	300	240	200	190
Silte arenoso	260	210	160	160
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Argila siltosa	110	100	100	100

Quadro 6 – Valores do parâmetro β (Teixeira, 1996).

Tipo de Estaca	β (kPa)
Pré-moldadas e metálicas	4
Tipo Franki	5
Escavadas a céu aberto	4
Estaca raiz	6

A capacidade de carga (Q_u) é dada pela expressão (16).

$$Q_u = \alpha \times \overline{N_p} \times A_p + \beta \times \overline{N_L} \times A_L \quad (16)$$

Para estimar a carga admissível a compressão (Q_a), o autor propõe a utilização de um coeficiente de segurança global em relação a rutura do sistema estaca/solo igual a dois para as estacas por ele estudadas, com exceção das estacas escavadas a céu aberto, para as quais recomenda coeficientes de segurança parciais de quatro para a parcela de ponta e 1,5 para a parcela de atrito lateral.

O autor salienta que os valores dos Quadros 5 e 6 não se aplicam a casos de estacas pré-moldadas cravadas em argilas moles sensíveis, em que normalmente N é inferior a 3. Devido a grande espessura desses sedimentos, na maioria das vezes as estacas cravadas não chegam a alcançar os sedimentos de areia compacta ou os solos residuais subjacentes, resultando estacas que trabalham essencialmente por resistência de atrito lateral. Nessas condições, recomenda-se q_L variando entre 20 e 30kPa, para as argilas SFL (sedimentares flúvio-lagunares e de baías) e 60 a 80kPa, para as argilas AT (argilas transicionais).

2.2 – Ensaio de carregamento dinâmico e análise CAPWAP

2.2.1 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD)

O ensaio de carregamento dinâmico, ou prova de carga dinâmica, é um ensaio que objetiva principalmente determinar a capacidade de carga da interação estaca-solo para carregamentos estáticos axiais. Ele difere das tradicionais provas de carga estáticas pelo fato do carregamento ser aplicado dinamicamente, através de golpes de um sistema de percussão adequado. A medição é feita através da instalação de sensores no fuste da estaca, em uma seção situada a uma distância não inferior a duas vezes o diâmetro, contada a partir do topo da mesma. O sinal dos sensores é enviado por cabo ao equipamento PDA, que armazena e processa os sinais, através da Teoria da Equação de Onda, com base no modelo idealizado por Smith (1960).

O ensaio é baseado na aquisição de dados de força e velocidade da onda de tensão provocada por um golpe. Os sinais, advindos de instrumentação, são captados e armazenados através de um analisador de cravação. Na pesquisa desenvolvida foi utilizado o equipamento PDA® - *Pile Driving Analyzer*, da PDI (*Pile Dynamics, Inc.*) e o FPDS - *Foundation Pile Diagnostic System*, da TNO *Building and Construction Research Organisation*, para a obtenção dos sinais de campo, que realiza um cálculo da capacidade de carga através do Método CASE®. Este método consiste em uma solução matemática fechada, baseada em hipóteses simplificadoras, tais como a homogeneidade e uniformidade da estaca e deve ser confirmado por uma análise numérica. Foi utilizado o programa CAPWAP® que executa um processo iterativo, baseado na teoria da equação da onda para resolver o problema. Neste método, uma curva dependente de parâmetros adotados é ajustada à curva de força medida, com a finalidade de aferir estes valores. No gráfico da Fig. 4 está apresentado um exemplo dos sinais de força e velocidade \times tempo processados pelo PDA.

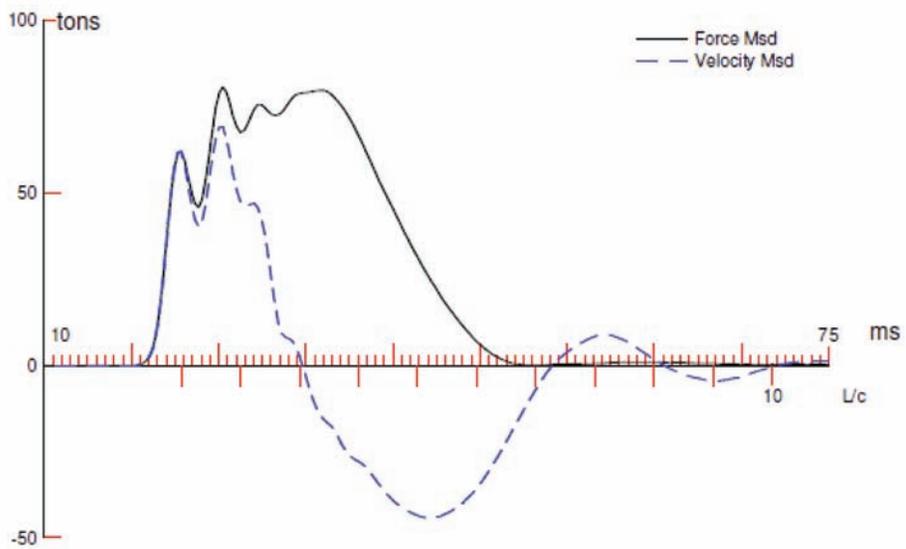


Fig. 4 – Gráfico dos sinais de força e velocidade × tempo medidos.

O gráfico da Fig. 5 mostra a força medida (linha contínua) sobreposta à força calculada pelo programa (linha tracejada). Esse cálculo é feito resolvendo a equação da onda, usando como elementos de contorno a velocidade medida, e o modelo da estaca e do solo. A boa coincidência das duas curvas é a comprovação de que os modelos usados estão corretos.

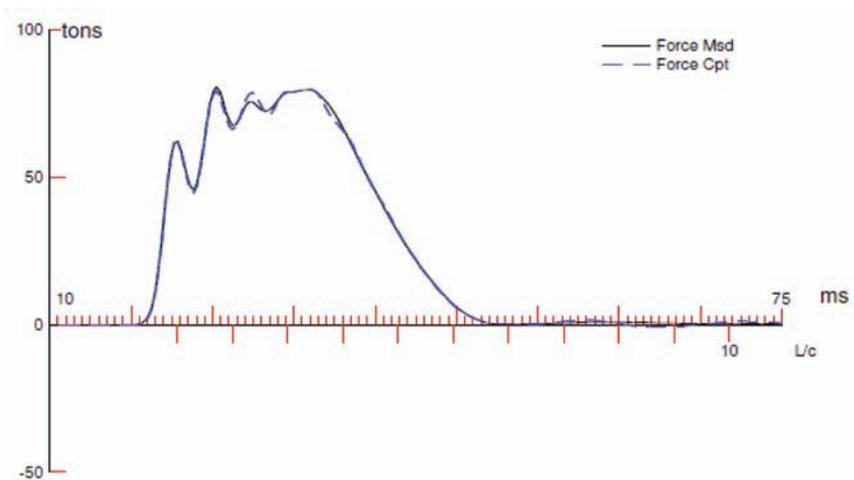


Fig. 5 – Força calculada × força medida.

De acordo com o exemplo do gráfico da Fig. 6, é possível observar, na parte superior, a distribuição de resistência estática ao longo do fuste, sob a forma de diagrama de barras. A largura de cada barra equivale ao comprimento de um segmento de solo (usualmente cerca de 2m), e a escala vertical está em unidades de força por metro linear. A parte inferior do gráfico mostra a força atuante ao longo do fuste da estaca, para uma carga estática no topo igual à capacidade determinada pela análise.

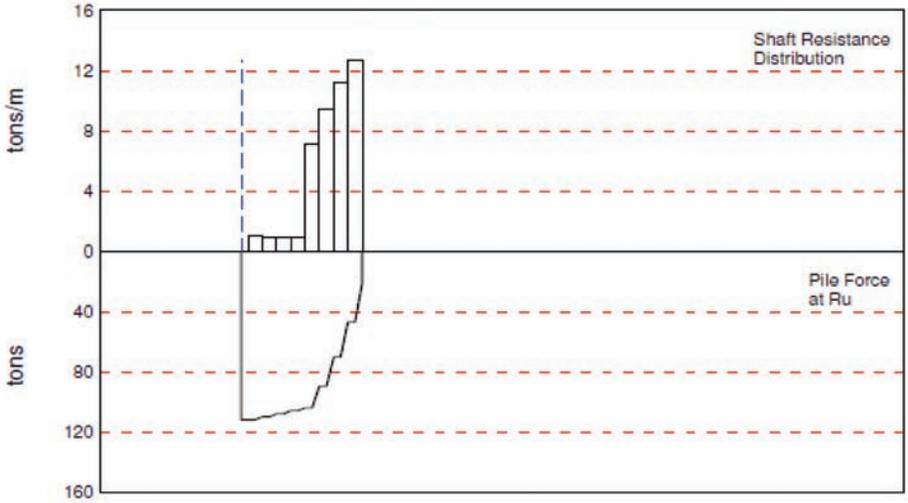


Fig. 6 – Distribuição de resistência estática ao longo do fuste da estaca.

Na Fig. 7 está apresentado um exemplo da curva carga-recalque de uma prova de carga estática simulada pelo programa CAPWAP. A curva contínua refere-se ao comportamento da região onde foram instalados os sensores, e a curva tracejada refere-se ao comportamento da ponta da

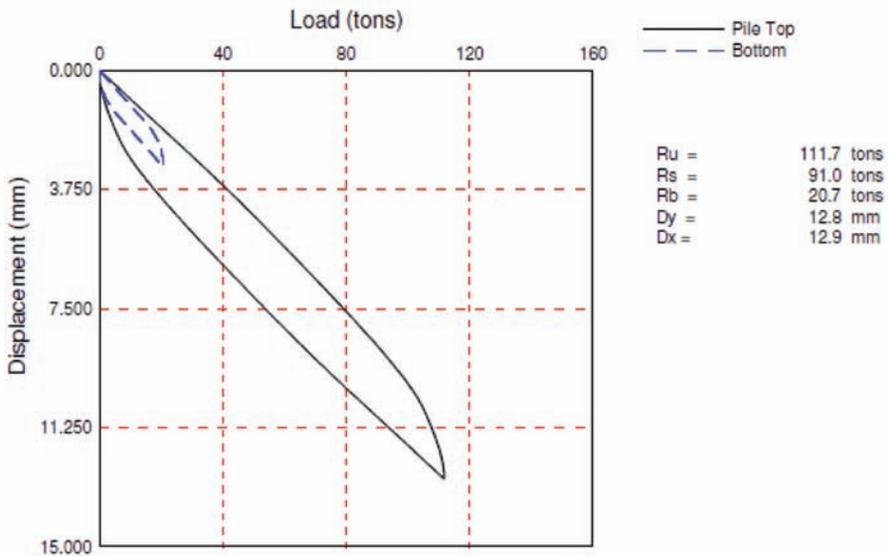


Fig. 7 – Curva carga × deslocamento.

estaca. Nessa simulação, para cada carga incremental na ponta o programa calcula a carga e o recalque resultante no topo, levando em consideração a elasticidade da estaca e do solo, e considerando nula a velocidade de deslocamento da estaca em relação ao solo. Note-se que essa simulação corresponde ao comportamento da estaca no instante do teste. Assim, principalmente para análises referentes a sinais correspondentes ao final de cravação, esse comportamento pode não corresponder ao que a estaca apresentará após um período de repouso.

2.2.2 – Metodologia do ensaio de carregamento dinâmico (ECD)

No ensaio de carregamento dinâmico são utilizados dois pares de sensores como os mostrados na Fig. 8. O sensor da direita é um transdutor de deformação específica. Ele gera uma tensão proporcional à deformação sofrida pelo material da estaca durante o golpe. O sensor da esquerda é um acelerômetro, que gera uma tensão proporcional à aceleração das partículas da estaca.

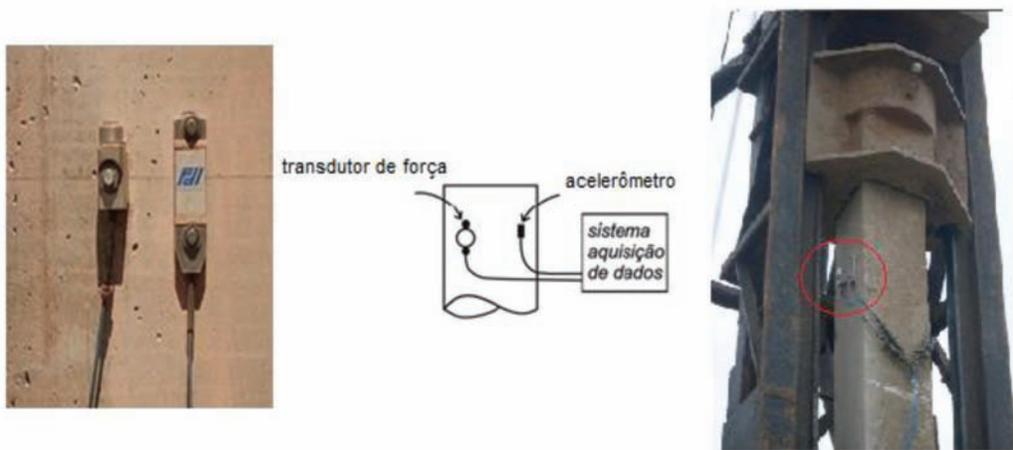


Fig. 8 – Detalhe esquemático dos sensores instalados na estaca acelerômetro e transdutor de força para realização do ensaio de carregamento dinâmico.

O sinal de cada um dos transdutores de deformação é multiplicado pelo módulo de elasticidade do material da estaca e pela área de seção na região dos sensores, para obtenção da evolução da força em relação ao tempo. Por isso esses transdutores às vezes são chamados de sensores de força. O PDA tira a média dos dois sinais de força assim obtidos, a fim de detetar e compensar os efeitos da excentricidade do golpe.

O sinal de cada um dos acelerômetros é integrado, para obtenção da evolução da velocidade de deslocamento da partícula com o tempo. Por isso esses transdutores às vezes são chamados de sensores de velocidade. Da mesma forma que os sinais de força, o PDA também trabalha com a média dos dois sinais de velocidade assim obtidos.

2.2.3 – Fórmulas dinâmicas

Métodos dinâmicos são aqueles que se baseiam em medições realizadas durante a cravação das estacas para a determinação da capacidade de carga das mesmas. Os métodos dinâmicos podem se dividir em dois grupos:

- 1) Relacionam grandezas medidas durante a cravação com a resistência do conjunto estaca - solo através de fórmulas dinâmicas que são expressões que utilizam o princípio da conservação de energia, a teoria do choque de Newton e a lei de Hooke para corpos perfeitamente elásticos;
- 2) Relacionam grandezas medidas durante a cravação com a resistência do conjunto estaca - solo através da equação de onda, que utiliza as equações da propagação unidimensional de onda de tensões, estudando a estaca como uma barra ao longo da qual uma onda gerada pelo golpe se propaga e esta onda está sujeita a atenuação por ação do solo que envolve a estaca.

No uso das fórmulas dinâmicas, deve-se considerar que a resistência oferecida pelo solo à penetração da estaca não é a capacidade de carga estática da estaca, já que a cravação de uma estaca é um fenômeno dinâmico e, portanto, mobiliza as resistências inercial e viscosa, além da resistência estática.

2.2.3.1 – Método de Chellis (1951) e Velloso (1987)

O método proposto por Chellis (1951) estima a resistência mobilizada (R_u) pela equação (17). Velloso (1987) elaborou uma modificação do método proposto por Chellis, com relação a estimativa da resistência mobilizada (R_u) durante a cravação da estaca, equação (18), como diretamente proporcional à compressão elástica do fuste (C_2), equação (19). Portanto, a própria estaca funcionaria como medidor da resistência mobilizada, sendo que os valores obtidos de C_2 durante a cravação e em seu final, seriam utilizados como parâmetros para aferição da resistência que o solo impõe à penetração da estaca.

$$R_u = \frac{C_2 \times A \times E}{L} \quad (\text{Chellis}) \quad (17)$$

$$R_u = \frac{(K - C_3) \times A \times E}{\alpha_r \times L} \quad (\text{Velloso}) \quad (18)$$

$$C_2 = K - C_3 \quad (19)$$

R_u – resistência mobilizada na cravação;

A – área da seção transversal da estaca;

L – comprimento cravado;

E – módulo de elasticidade do material da estaca;

C_3 – valor da compressão elástica (*quake*) do solo abaixo da ponta da estaca;

K – valor do repique elástico da estaca;

α_r – coeficiente que exprime a relação entre a parcela de carga da ponta e carga total da estaca (adotado com valor de 0,7 quando a estaca trabalha tanto por atrito quanto por ponta).

Chellis (1951) sugeriu valores de C_3 (*quake*) de acordo com a dificuldade de cravação, sendo C_3 entre 0,0 e 2,5mm para cravações fáceis e, nos demais casos, $C_3 = 2,5$ mm independente do tipo de solo.

Forehand e Reese (1964) sugeriram valores obtidos através de programa para resolução da equação da onda apresentados no Quadro 7.

Quadro 7 – Valores de C_3 (*quake*) (Forehand e Reese, 1964).

Tipo de solo	C_3 (<i>Quake</i>) (mm)
Areia grossa	2,5
Areia grossa misturada	2,5
Areia fina	3,8
Camada de areia e camada de argila, mas com pelo menos 50% da estaca em contato com a areia	5,1
Solo resiliente	5,1
Areia e cascalho	3,8

O método proposto por Chellis (1951) com a modificação realizada por Velloso (1987), equação (18), será referenciado ao longo do trabalho por Chellis (1951) e Velloso (1987).

2.2.3.2 – Fórmula proposta por Rosa (2000)

Rosa (2000) apresentou um estudo e sugestões para modificações das fórmulas de Uto *et al.* (1985) e Chellis (1951), objetivando a obtenção de resultados mais precisos, no qual utilizou análises estatísticas dos parâmetros envolvidos nas formulações apresentadas pelo método simplificado de CASE (fundamentado na Teoria de Propagação da Onda), e propôs o que denominou de “Fórmula de Chellis Modificada”.

As modificações sugeridas na fórmula de Chellis convencional resultam na seguinte formulação (equação 20):

$$R_{CM} = \frac{\Omega \times kK \times E \times A}{\alpha \times L} = \frac{(0,03 \times L + 0,5) \times C_2 \times E \times A}{0,8 \times L} \quad (20)$$

R_{CM} – resistência estática mobilizada pelo golpe aplicado;

α – fator de redução ($0 < \alpha < 1$), propõe fixar o valor médio de 0,8;

L – comprimento da estaca;

$\Omega = 0,03L + 0,5$ – fator de correção, cujo objetivo é corrigir a tendência de crescimento da relação RCASE / RFÓRMULA em função do comprimento cravado da estaca;

$kK = C_2$ – deformação elástica (repique) da estaca, admitindo-se a existência de fase perfeitamente elástica do solo;

A – área de concreto da seção transversal da estaca;

E – módulo de elasticidade do material.

3 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Em Cabette (2014) foram analisados os dados de duas quadras do empreendimento, mas no trabalho serão apresentados os dados e cálculos efetuados para a Quadra I (Fig. 1). As sondagens próximas às estacas que são analisadas no trabalho são as SP-919, SP-920 e SP-921, da Fig. 2. Os resultados obtidos para a outra quadra estudada na pesquisa foram muito semelhantes aos que estão sendo apresentados neste trabalho.

Para cada uma das sondagens acima referidas foram calculadas as capacidades de carga através dos métodos semiempíricos Décourt e Quaresma (1978), Aoki e Velloso (1975) modificado por Aoki (1985) e o método proposto por Teixeira (1996) ao longo da profundidade, considerando os fatores de segurança propostos por Décourt e Quaresma (1982) assim como o fator de segurança igual a dois, que é solicitado pela NBR6122 (2010), para o método Aoki (1985) e para o método proposto por Teixeira (1996). Nas Figs. 9, 10 e 11 estão apresentados estes resultados em comparação à carga admissível da estaca igual a 400kN que havia sido definida em projeto. Esta é a carga necessária para a fundação absorver a carga estrutural da edificação acrescida do atrito negativo, provocado pelo adensamento primário e secundário da camada de argila mole.

As estacas foram cravadas com bate estacas tipo queda livre com martelo com peso equivalente a 28kN, com altura de queda de 0,40m. O tempo entre a finalização da cravação da estaca e o ensaio de carregamento dinâmico variou de 1 a 6 dias, com tempo médio de 3 dias de repouso.

Com auxílio das Figs. 9, 10 e 11 é possível verificar que o valor da capacidade de carga das estacas obtidas através dos métodos Décourt e Quaresma (1978) e Aoki (1985), se assemelham bastante para profundidades das estacas superiores a 25m, considerando a sondagem SP-919 e SP-920, o que não ocorre tão bem com relação à sondagem SP-921. Observa-se, de forma geral, que o método proposto por Teixeira (1996) é mais conservador que os demais métodos estudados neste trabalho, mas os métodos propostos por Aoki (1985) e Teixeira (1996) se assemelham muito para as regiões de argila mole.

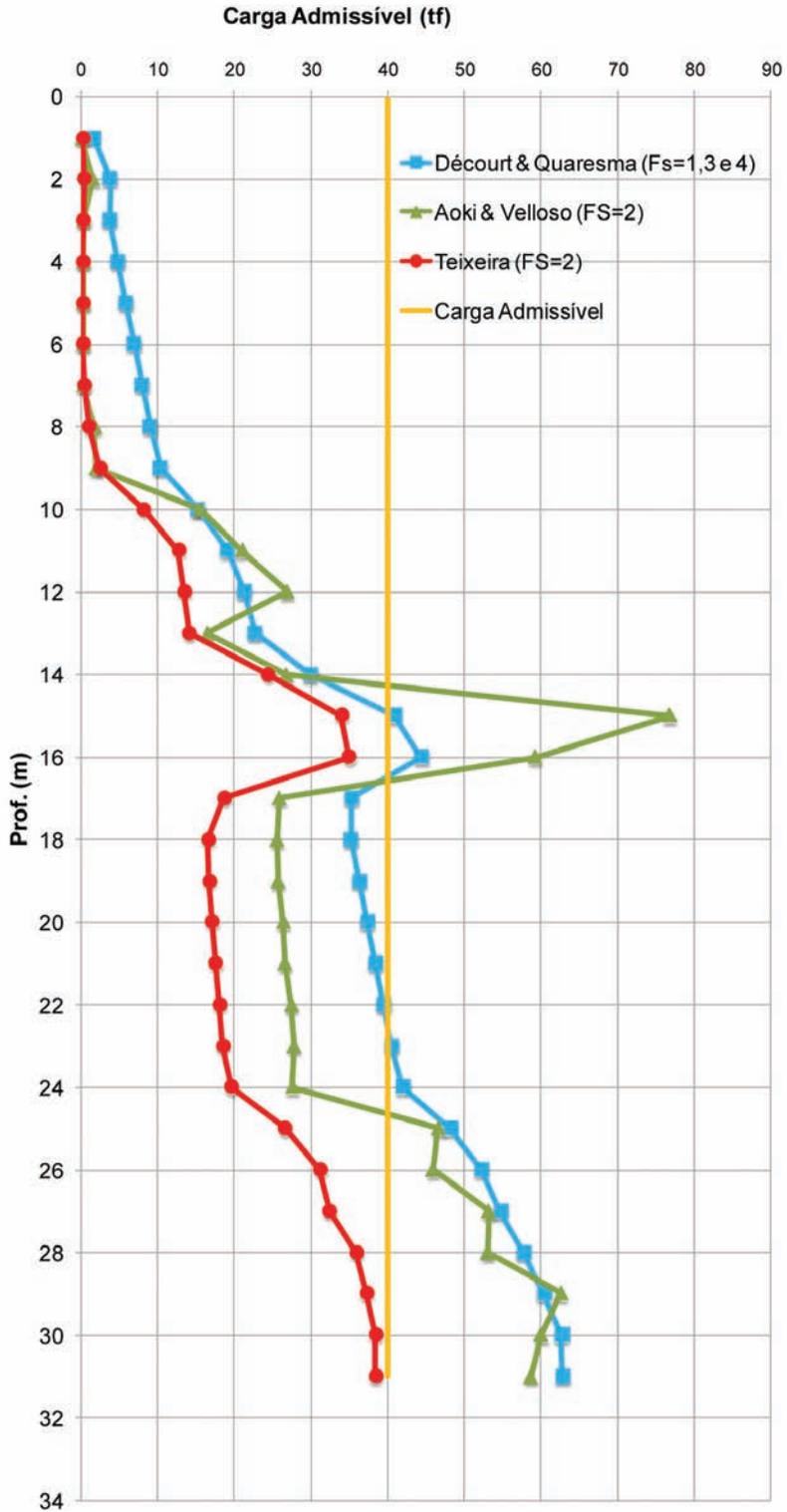


Fig. 9 – Capacidade de carga mobilizada em função da profundidade (SP-919).

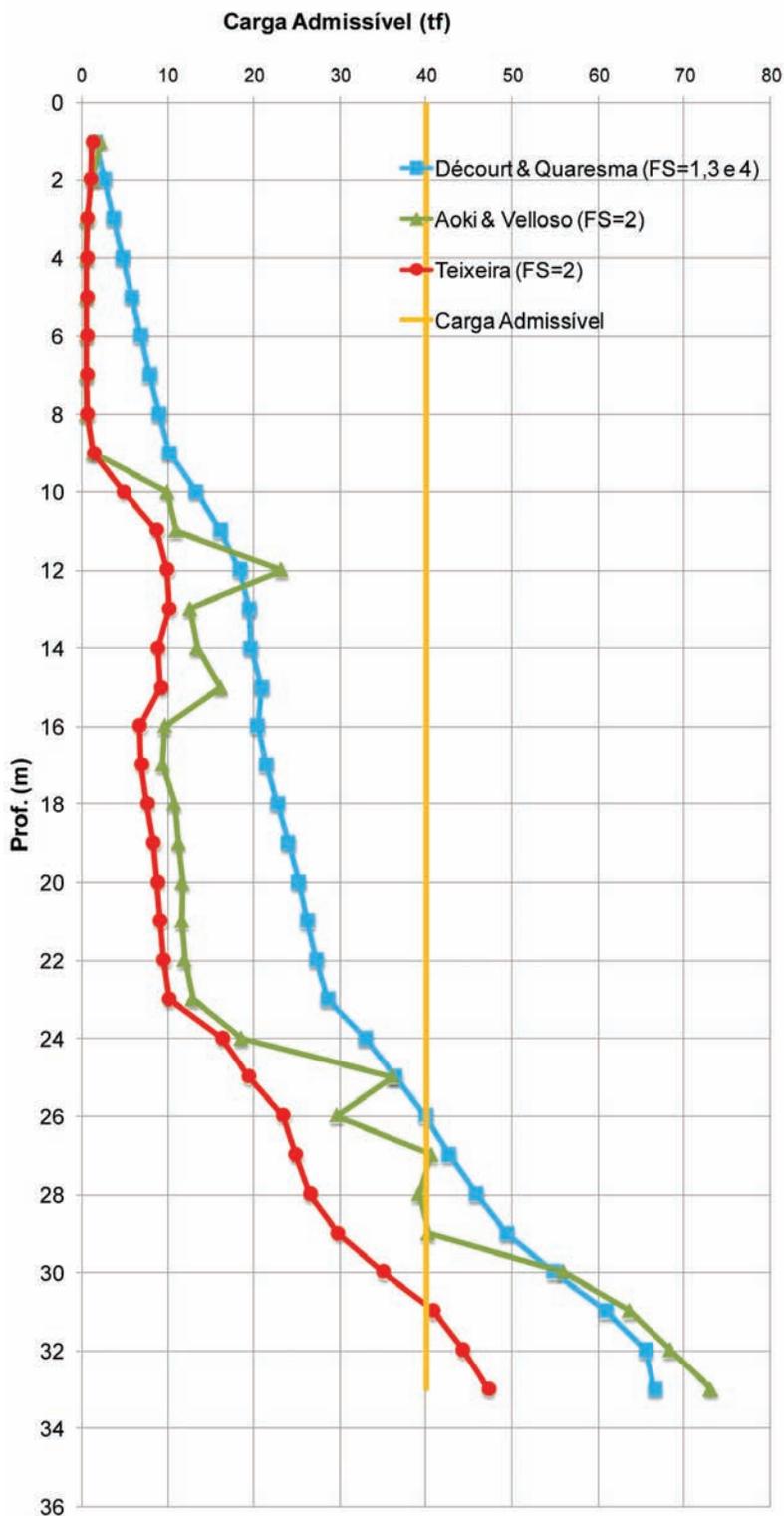


Fig. 10 – Capacidade de carga mobilizada em função da profundidade (SP-920).

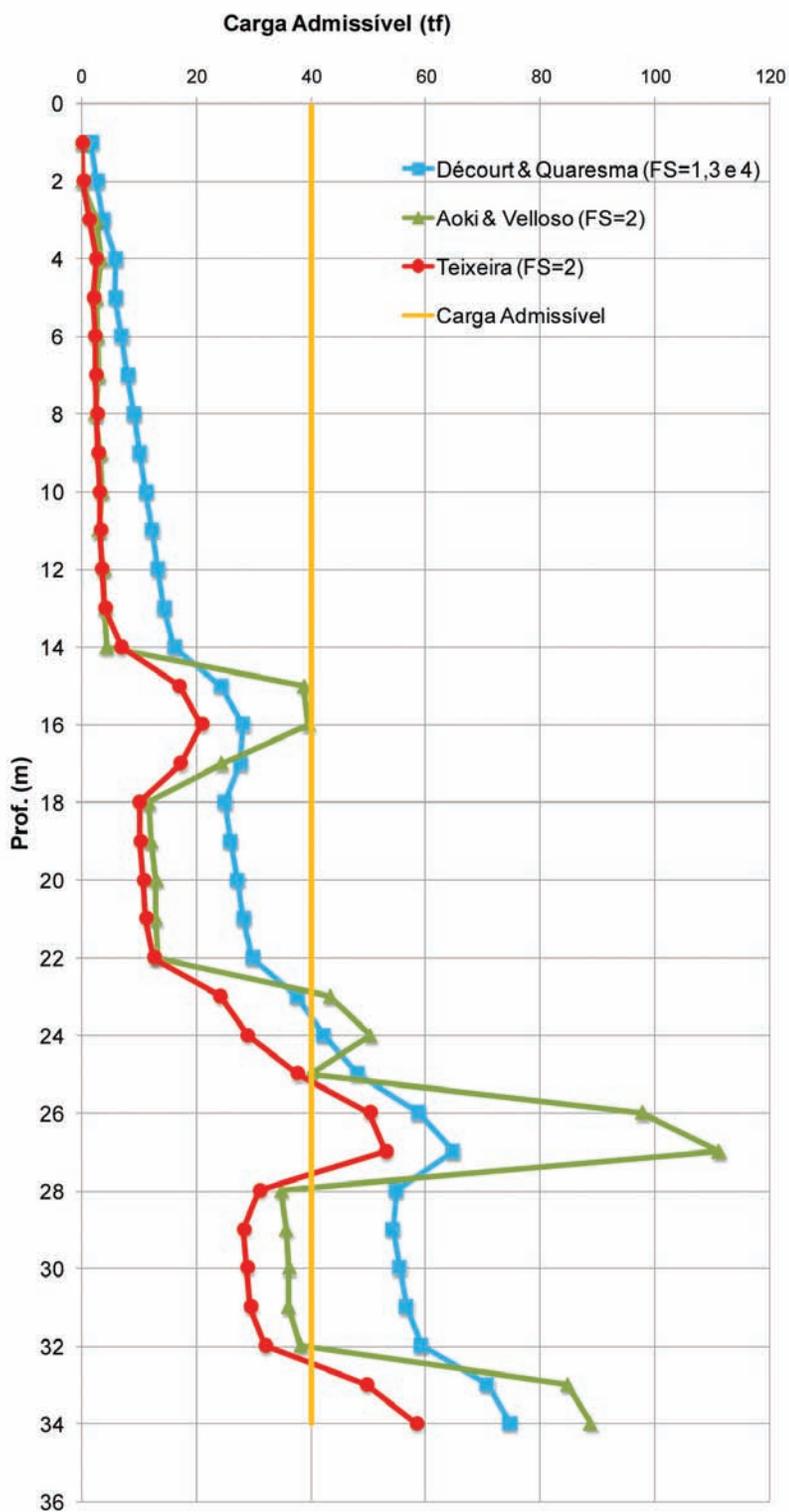


Fig. 11 – Capacidade de carga mobilizada em função da profundidade (SP-921).

No Quadro 8 está apresentado o resumo referente a cravação das estacas cravadas na região compreendida pela Quadra I.

Quadro 8 – Resumo referente a cravação das estacas na Quadra I.

Nº estacas executadas	L cravado (m)			Nega p/ 10 golpes (mm)			Repique (mm)		
	Médio	Mín.	Máx.	Médio	Mín.	Máx.	Médio	Mín.	Máx.
508	20,2	12,0	33,3	5	1	16	11	5	18

Com auxílio do Quadro 8, pode-se verificar que o comprimento cravado das estacas variou entre 12,0m e 33,3m, com comprimento médio de 20,2m nesta região da obra. O comprimento das estacas previsto em projeto era de 20m. O critério de paralisação para a cravação das estacas imposto pelo projetista indicava que para os últimos 10 golpes a estaca não deveria penetrar mais do que 20mm no terreno, isto é, uma nega de 20mm para 10 golpes. O valor médio da nega das estacas ocorrido na obra foi de 5mm para 10 golpes, tendo ocorrido um valor mínimo de 1mm e máximo de 16mm, respeitando o critério de projeto. Com relação ao repique elástico medido observou-se valor mínimo de 5mm e máximo de 18mm com valor médio de 11mm.

Através da Fig. 12, pode-se observar a distribuição das estacas executadas na obra de acordo com os comprimentos cravados nesta região da obra (Quadra I).

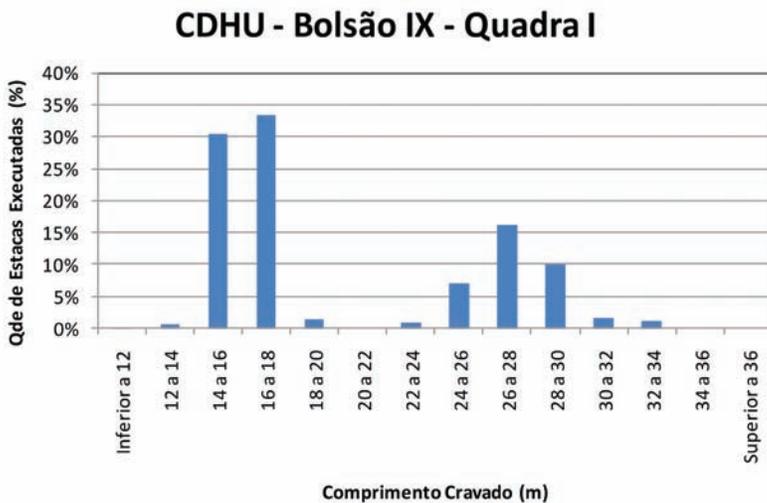


Fig. 12 – Distribuição de frequência de acordo com os comprimentos cravados.

É possível observar na Fig. 12, que aproximadamente 60% das estacas executadas tinham comprimento variando entre 14m e 18m. Foi admitido para este trabalho que estacas com comprimentos cravados menores que vinte metros seriam interpretadas como “estacas curtas” e acima destes valores como “estacas longas”, para análise e interpretação dos métodos semiempíricos.

Nesta região do empreendimento foram realizados 18 ensaios de carregamento dinâmico (ECD), de forma aleatória tanto para estacas curtas como longas. As estacas ensaiadas representam 3,5% do estaqueamento da Quadra I. No Quadro 9 são apresentados os valores de capacidade de

carga obtidos através dos ensaios de carregamento dinâmico (ECD) em comparação aos resultados obtidos pelos métodos estáticos (neste estudo foi adotado o valor médio obtido por cada método nas três sondagens da SP-919 / SP-920 / SP-921). RMX é o valor da capacidade de carga determinado pelo programa CAPWAP, D&Q pelo método Décourt-Quaresma, A&V pelo método Aoki-Velloso.

Quadro 9 – Resumo dos ensaios de carregamento dinâmico (ECD).

Tipo	Estaca	L cravado (m)	C ₃ (mm)	RMX/FS = 2 (kN)	Método D&Q (kN)	Método A&V (kN)	Método Teixeira (kN)
Estacas Curtas	E09	15,2	1,595	549	325	578	234
	E35	16,6	1,004	507	362	494	273
	E24	15,0	2,366	511	325	578	234
	E37	15,0	1,584	503	325	578	234
	E04	16,3	2,939	550	362	494	273
	E57	16,7	2,26	559	362	494	273
	E73	16,5	1,504	525	362	494	273
	E84	16,6	1,333	567	362	494	273
	E107	16,5	2,588	591	362	494	273
	E108	16,3	1,004	553	362	494	273
E109	16,6	2,356	571	362	494	273	
Estacas Longas	E09	26,0	1,004	452	503	578	370
	E37	26,5	3,532	511	503	578	370
	E48	26,9	1,101	502	540	683	392
	E59A	26,1	2,406	537	503	578	370
	E61	26,8	1,766	564	540	683	392
	E19	26,7	3,024	625	540	683	392
	E21	29,3	1,857	656	546	462	346

Através das análises CAPWAP foi possível determinar que os valores da máxima deformação elástica do solo na ponta (*quake* de ponta ou C₃) variaram de 1,0mm a 3,5mm, com valor médio de 2,0mm.

Na Fig. 13 estão representados os valores de repique medidos e os calculados teoricamente pelo método de Chellis–Velloso (1987) e pelo método proposto por Rosa (2000), em função do comprimento das estacas. De acordo com os ensaios de carregamento dinâmico (ECD) realizados na Quadra I, foi adotado valor de C₃ igual a 2,0mm para estimativa da capacidade de carga pelo método dinâmico de Chellis–Velloso (1987) e Rosa (2000). Foi adotado valor de E=33GPa.

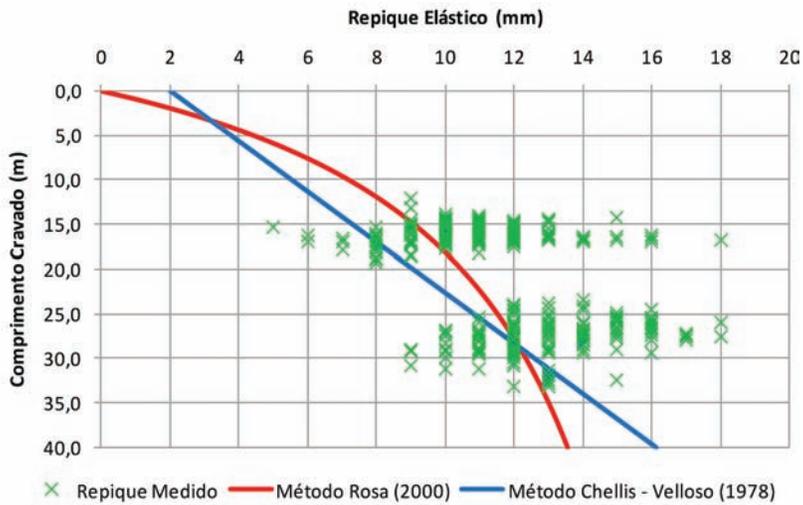


Fig. 13 – Valores dos repiques medidos em campo no final da cravação em função do comprimento cravado.

Os resultados obtidos mostram boa convergência, de tal forma a permitir o monitoramento e uniformidade quanto ao critério de parada das estacas, a favor da segurança, já que a maioria dos valores calculados pelos dois métodos são inferiores aos medidos.

A Fig. 14 compara os valores de capacidade de carga obtidos através do método semiempírico de Décourt e Quaresma (1978) com os valores encontrados nas análises CAPWAP.

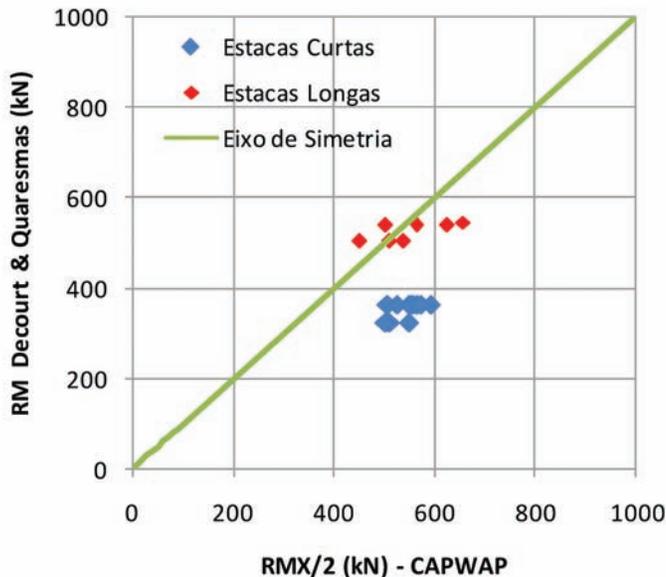


Fig. 14 – Comparação entre resistência obtidas pelo CAPWAP vs. estimada pelo método de Décourt e Quaresma (1978).

Conforme pode ser observado o método semiempírico Décourt e Quaresma (1978) apresentou boa convergência com os resultados apresentados com base nas análises CAPWAP, para as estacas longas, mas subestimou a capacidade de carga para as estacas curtas.

A Fig. 15 mostra a correlação entre o método semiempírico Aoki e Velloso (1975) com a modificação proposta por Aoki (1985) com os valores encontrados nas análises CAPWAP.

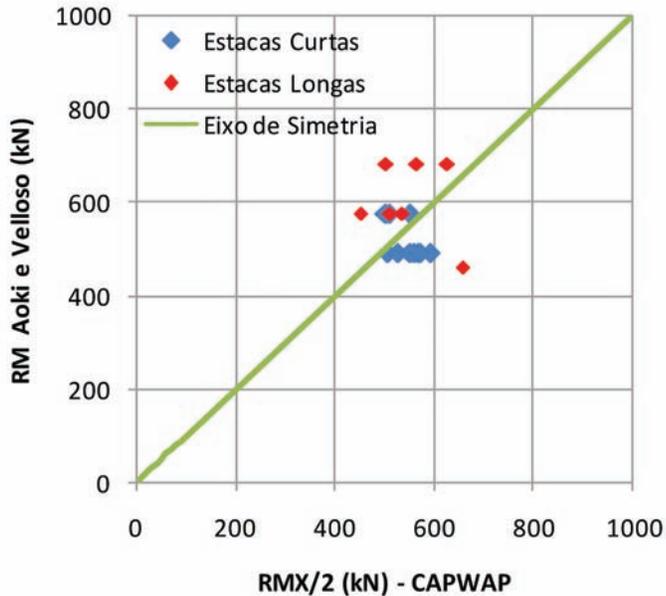


Fig. 15 – Comparação entre as resistências obtidas através do CAPWAP vs. a estimada pelo método de Aoki e Velloso (1975) com a modificação de Aoki (1985).

Com a modificação do método semiempírico Aoki e Velloso (1975), para estacas pré-moldadas de pequenos diâmetros proposta por Aoki (1985), os resultados obtidos, tanto para as estacas curtas, como para as estacas longas, apresentaram boa convergência em 80% dos casos.

A Fig. 16 apresenta os resultados obtidos através do método de Teixeira (1996) em comparação aos valores encontrados nas análises CAPWAP.

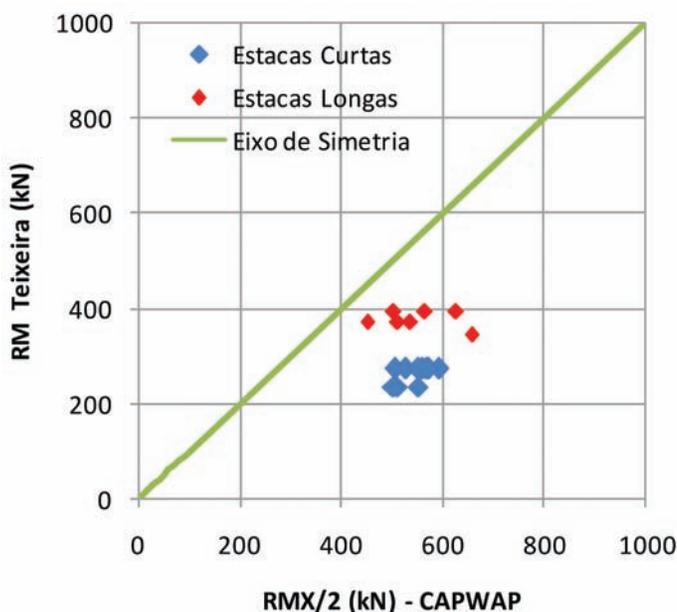


Fig. 16 – Comparação entre as resistências obtidas através do CAPWAP vs. a estimada pela modificação do método de Teixeira (1996).

Observa-se através da Fig. 16, que o método semiempírico proposto por Teixeira (1996) apresenta resultados bastante conservadores em relação aos resultados das análises CAPWAP na Quadra I.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O método semiempírico proposto por Aoki e Velloso (1975) modificado por Aoki (1985) para estimativa da capacidade de carga das estacas pré-fabricadas, executadas nesta região do empreendimento, foi o que apresentou resultados mais próximos aos obtidos através das provas de carga dinâmicas realizadas.

As resistências mobilizadas com auxílio do ECD e aferidas posteriormente nas análises CAPWAP indicaram coeficiente de segurança global superior a 2, em todos os casos.

Os métodos semiempíricos analisados forneceram coeficientes de segurança superiores aos obtidos através das provas de carga dinâmicas executadas.

O controle do estaqueamento foi uniformizado em função do registro de nega para dez golpes e repique elástico nas estacas executadas na obra, com objetivo de verificar a capacidade de carga das estacas através das fórmulas dinâmicas. Os resultados dos coeficientes de segurança obtidos desta forma foram superiores a 2, valor imposto pela NBR6122 (2010), atendendo as premissas de projeto. Recomenda-se sempre utilizar mais do que uma fórmula dinâmica em função da grande variabilidade dos resultados encontrados.

5 – AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao consórcio F.M. Rodrigues / Gomes Lourenço e a Benaton Fundações por cederem os ensaios e as informações necessárias para elaboração deste trabalho.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aoki, N. (1985). *Considerações sobre Previsão e Desempenho de alguns tipos de Fundações Profundas sob ação de cargas Verticais*. In: Simpósio Teoria e Prática de Fundações Profundas UFRGS, Porto Alegre. 1985. Vol. I. pp. 211-251.
- Aoki, N.; Velloso, D. (1975). *An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles*. Proceedings of the 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Vol. 1.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 13208 (2007): *Estacas – Ensaio de carregamento dinâmico*. Rio de Janeiro, Brasil.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6122 (2010): *Projeto e Execução de Fundações*. Rio de Janeiro, Brasil.
- Cabette, J.F. (2014). *Análise dos métodos semi-empíricos utilizados para a estimativa da capacidade de carga de estacas pré-fabricadas com base em resultados de ensaios de carregamento dinâmico*. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- Chellis, R.D. (1951). *Pile Foundations. Theory – Design – Practice*. New York: McGraw- Hill Book Company, Inc.
- Décourt, L.; Quaresma, A.R (1978). *Capacidade de Carga de Estacas a partir de Valores de SPT*. Anais do 6º COBRAMSEF, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 45-53.
- Forehand, P.W.; Reese, J.L. (1964). *Predictions of Pile Capacity by the Wave Equation*. Journal of the Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 1, pp. 1-25.
- Massad, F. (1985). *As Argilas Quaternárias da Baixada Santista: Características e Propriedades Geotécnicas*. Tese de Livre Docência, EPUSP, São Paulo, SP, Brasil.
- Rosa, R. (2000). *Proposição de Modificação das Fórmulas Dinâmicas de Cravação de Chellis e Uto et al. a partir de Resultados do Método Case*. Dissertação de M.Sc., Poli/USP, São Paulo, SP, Brasil.
- Smith, E.A.L. (1960). *Pile-Driving Analysis by the Wave Equation*. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 86, No. EM 4, August.
- Teixeira, A.H. (1996). *Projeto e execução de fundações*. SEFE III. III Seminário de engenharia de fundações especiais e geotecnia. Vol. 1, São Paulo, pp. 33-50.
- Uto, K.; Fuyuki, M.; Sakurai, M. (1985). *An Equation for the Dynamic Bearing Capacity of a Pile Based on Wave Theory*. Proc. Int. Symp. on Penetrability and Drivability of Piles, San Francisco, Vol. 2, pp. 95-100.
- Velloso, P.P.C. (1987). *Fundações - Aspectos Geotécnicos*. 5ª Ed, Publicação do DEC/ PUC, Rio de Janeiro.

ESTACA HÉLICE CONTÍNUA INSTRUMENTADA: PREVISÃO DE CARGA DE RUPTURA POR MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS VS. PROVA DE CARGA

Continuous flight auger pile instrumented: estimated load by
semiempirical methods vs. load test

Carla Therezinha Dalvi Borjaille Alledi*

Enivaldo Minette**

Paulo José Rocha de Albuquerque***

Uberescilas Fernandes Polido****

RESUMO – Este trabalho apresenta e compara a carga obtida por prova de carga estática e por métodos semiempíricos de previsão de carga de ruptura para uma estaca hélice contínua (piloto). A estaca foi executada em um solo da formação Barreiras, em Carapina, município da Serra-ES e sua ponta apoiada em solo de elevada resistência ($N_{SPT} \geq 50$). O perfil geotécnico é formado por solos arenosos, siltosos e argilosos, formando camadas ora com maior percentual de um tipo de solo ora de outro. Essas camadas com $N_{SPT\text{médio}}$ da ordem de doze estão sobrejacentes a uma camada de argila silto-arenosa, de elevada resistência, com N_{SPT} superior a 40. A estaca com 0,40m de diâmetro e 16,8m de comprimento foi instrumentada em profundidade com *strain-gages* em quatro níveis. São analisados diversos métodos semiempíricos de previsão de carga de ruptura com base no SPT e SPT-T.

SYNOPSIS – This paper presents and compares the load obtained by a static load test and semi-empirical methods to predict the failure load for a continuous flight auger pile. The pile was installed on the Formation Barreiras in Carapina, municipality of Serra-ES and its tip was supported by high resistance soil ($N_{SPT} \geq 50$). The geotechnical profile consists of sandy, silty and clayey soils, in layers with higher percentage of one soil type or another. These layers, with $N_{SPT(ave)}$ of 12, overlie a high strength silty-sandy clay soil layer with N_{SPT} over 40. The pile, 0.40m in diameter and 16.8m long, was instrumented with strain-gages at four depth levels. Several semi-empirical methods to predict the failure load based on SPT and SPT-T are analysed.

PALAVRAS CHAVE – Estaca hélice contínua instrumentada, prova de carga, métodos semiempíricos.

* Professora, Coordenadoria de Edificações, Instituto Federal do Espírito Santo. E-mail: borjaille@ifes.edu.br

** Professor, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. E-mail: emINETTE@ufv.br

*** Professor, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas. E-mail: pjra@fec.unicamp.br

**** Engenheiro-Diretor. Geoconsult-Consultoria de Solos e Fundações Ltda.
E-mail: uberescilas@geoconsult.com.br

1 – INTRODUÇÃO

As estacas hélice contínua foram introduzidas no Brasil no ano de 1987, mas somente a partir de 1993 tiveram uma ampla divulgação (Caputo *et al.*, 1997). Dessa data em diante, tem sido crescente o seu emprego em obras de fundações e de contenções.

Além do grande avanço tecnológico no processo executivo, quando comparadas com os demais tipos de fundações profundas, essas estacas têm sido cada vez mais preferidas em centros urbanos por apresentarem como características a rapidez de execução, que implica a redução do cronograma da obra, a ausência de vibração e pouco ruído (presente nos equipamentos à percussão), não causando danos nem transtornos nas vizinhanças.

Na Região Metropolitana da Grande Vitória, que envolve os municípios de Vila Velha, Cariacica, Viana, Guarapari, Serra e Fundão, além de Vitória, capital do Espírito Santo, desde 1989 têm-se utilizado com grande frequência as estacas hélice contínua. Com o crescimento, ano a ano, do uso deste tipo de estaca, torna-se imperativo o conhecimento do comportamento e desempenho dessas estacas nessa região metropolitana. Ainda são poucos os dados de campo sobre provas de carga instrumentadas para que se definam parâmetros de projeto, persistindo as dúvidas quanto às parcelas de atrito e ponta nos solos da região.

Alonso (2013), mais uma vez, expressa sua preocupação quanto à utilização dos métodos semiempíricos, pois eles “não são universais” conforme já exposto em Alonso (2000). Assim, os métodos de previsão de capacidade de carga de estacas devem ser aplicados apenas aos solos da região onde esse método foi estabelecido. O autor enfatiza que a reavaliação do método original e seus ajustes, para cada nova região geotécnica, devem ser feitos por prova de carga estática. A opinião de Alonso é confirmada por Polido (2013) que, com base em pesquisa realizada em nível nacional, verificou que os métodos semiempíricos ainda têm um caráter regional e demandam ajustes para serem utilizados de uma forma generalizada.

Este estudo enfoca a carga de uma estaca hélice contínua, de 0,40m de diâmetro, com comprimento de 16,8m, executada em perfil geotécnico da Formação Barreiras. Os resultados de carga obtidos experimentalmente, por meio de prova de carga estática em estaca piloto instrumentada, foram comparados com as previsões de carga dos principais métodos semiempíricos de prática corrente na engenharia geotécnica brasileira. Foram analisados métodos que utilizam resultados de ensaios SPT e SPT-T.

2 – DESCRIÇÃO DO TERRENO E DA ESTACA

A pesquisa foi realizada na Região Metropolitana da Grande Vitória, capital do Estado do Espírito Santo, situada na Região Sudeste do Brasil. A região de Vitória inclui a ilha de mesmo nome e bairros situados na parte continental. A obra selecionada na qual foi realizada a prova de carga deste trabalho, está situada no município da Serra, especificamente, no chamado Planalto de Carapina.

A estaca hélice contínua foi executada em perfil geotécnico da Formação Barreiras. Na geologia local observa-se uma discordância erosiva, subdividida em duas unidades, informalmente designadas por Tamara (1995) como Unidade Inferior e Unidade Superior, as quais apresentam processos distintos de deposição.

De acordo com esse autor, a Unidade Inferior evidencia um sistema fluvial depositado sobre condições semiáridas. Seus sedimentos apresentam-se, em grande parte, inconsolidados, mal selecionados, constituídos por areias, silte e argilas. Foram encontradas, também, camadas horizontais de areia fina e lentes de argila e camadas de argila associadas a ambientes lagunares. A Unidade Superior apresenta diferentes perfis constituídos de material com ampla variação granulométrica, formados por camadas de argilas, siltes, areias e evidências de óxidos de ferro em diferentes níveis. As características de textura e estrutura indicam que os sedimentos foram depositados em sucessivos fluxos de areia.

Para a investigação geotécnica foram executadas sondagens de simples reconhecimento com medida de torque (SPT-T). O perfil geotécnico apresenta solos arenosos, siltosos e argilosos, formando camadas ora com maior percentual de um tipo de solo ora de outro. Essas camadas com $N_{SPT\text{médio}}$ da ordem de doze estão sobrejacentes a uma camada de argila silto-arenosa de elevada resistência, $N_{SPT} > 40$. O nível de água foi encontrado a uma profundidade de 6,5m. Na Fig. 1 pode-se observar o perfil do subsolo e o posicionamento da instrumentação ao longo da profundidade.

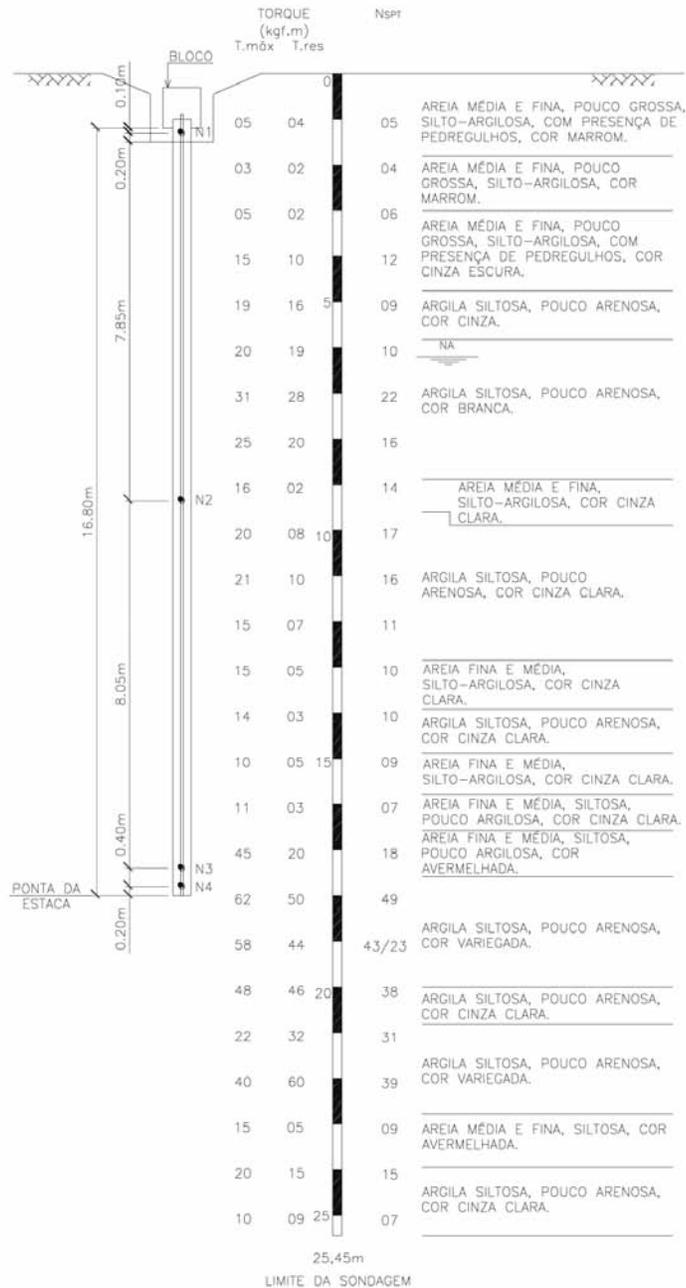


Fig. 1 – Posicionamento das barras instrumentadas ao longo da profundidade e características do subsolo.

A estaca hélice contínua (piloto), foi dimensionada da mesma forma que as estacas da obra da qual fazia parte. As estacas foram dimensionadas para resistir somente aos esforços de compressão e seguindo a prática usual de utilizar apenas o comprimento mínimo de armadura de ligação da estaca com o bloco, conforme especificado na norma brasileira ABNT NBR 6122:2010. Assim, a carga de trabalho dessa estaca foi calculada considerando a tensão média limitada a 6MPa recomendada pela mesma norma. Como a estaca piloto era de 0,40m, adotou-se a carga de trabalho igual a 750kN. A estaca foi executada com 16,8m, instrumentada em profundidade com *strain-gages* e com ponta apoiada em solo de elevada resistência ($N_{SPT} \geq 50$).

Nesta estaca, além da armadura longitudinal, foi introduzido um tubo de aço galvanizado em seu centro conforme procedimento recomendado por Albuquerque (2001). Foram utilizados *strain-gages* biaxiais (120 Ω) ligados em ponte completa com a finalidade de eliminar os efeitos de flexão e variação de temperatura, que foram fixados a uma barra de aço de 12,5mm de diâmetro e 0,40m de comprimento por meio de adesivo (cianoacrilato) e protegido por meio do emprego de resina resistente ao impacto mecânico e umidade. Estas barras foram inseridas no tubo de aço galvanizado colocado na estaca em sua execução e unidas por barras intermediárias utilizando luvas e roscas de comprimentos adequados às profundidades definidas em projeto (Figs. 2a e 2b). Por fim, injetou-se calda de cimento ($a/c = 0,50$) de baixo para cima de forma a solidarizar o conjunto.



Fig. 2a – Barras instrumentadas.



Fig. 2b – Instalação da instrumentação.

3 – PROVA DE CARGA

Apesar da evolução dos métodos semiempíricos para se prever a carga de estacas, o meio mais confiável para se avaliar a carga que uma determinada estaca pode suportar é a prova de carga estática.

Hachich *et al.* (2008) afirmam que uma única prova de carga em uma obra apresenta um ponto novo para as correlações gerais, interessando a informação que essa prova de carga traz à própria obra em questão.

Pinto (2010) confirma que os ensaios de carga em fundações profundas continuam fundamentais para validação do seu dimensionamento, atuando como fator importante na calibração dos modelos de cálculo e na definição dos coeficientes de segurança específicos para cada modelo.

Sales e Souza (2012) ressaltam a importância de se realizar provas de carga, pois a previsão da carga de ruptura pelos métodos empíricos facilmente ultrapassa a margem de 20% de precisão, ora a favor da segurança, ora não.

A prova de carga desta pesquisa foi executada conforme recomendações da Norma Brasileira ABNT NBR 12131:2006 e pelo procedimento de carga controlada. Os carregamentos à compressão foram aplicados em estágios sucessivos, até a carga máxima obtida na prova de carga. Os deslocamentos verticais sofridos pela estaca piloto foram medidos, simultaneamente, por quatro deflectômetros mecânicos instalados no topo do bloco de coroamento e dispostos em dois eixos ortogonais de acordo com o especificado pela norma brasileira (Fig. 3). A descrição detalhada da prova de carga, destacando-se a preparação, os equipamentos e os materiais utilizados, o procedimento do ensaio e a curva carga-recalque obtida na prova de carga são apresentadas em Alledi (2013).



Fig. 3 – Detalhe da montagem da prova de carga.

A prova de carga na estaca piloto foi conduzida até a carga máxima de 2400kN, o que representa 3,2 vezes a carga de trabalho e ao limite da segurança do sistema de reação projetado para realização desse ensaio. Na carga máxima, foi obtido um deslocamento total de apenas 3,89% do seu diâmetro, isto é, 15,54mm, mesmo sendo submetida à elevada carga. Os recalques residual e elástico obtidos foram de 9,57mm e 5,97mm. Na Fig. 4 pode-se observar as curvas carga vs. deslocamento para carga total (topo), carga de ponta e lateral.

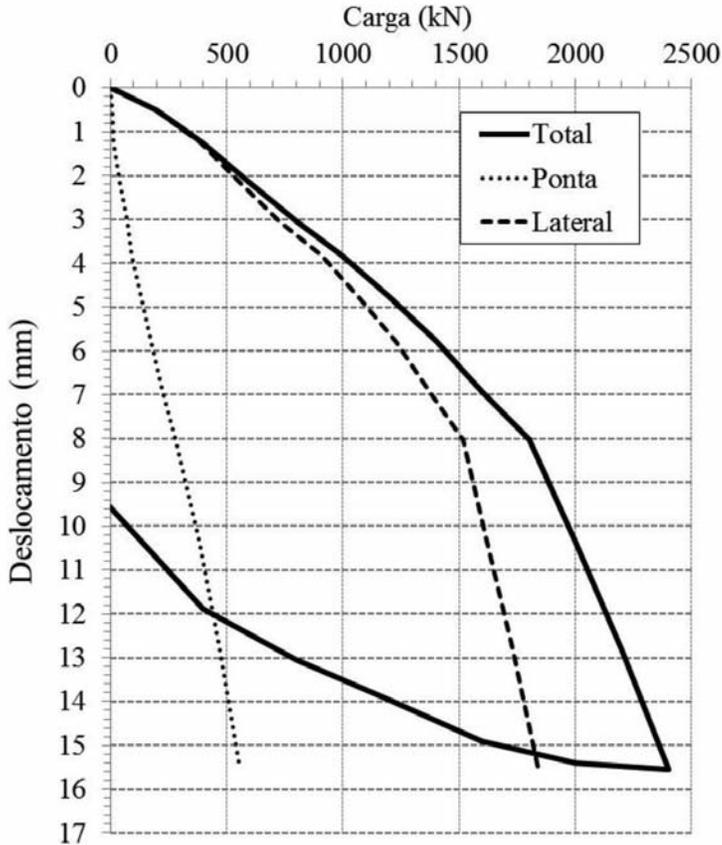


Fig. 4 – Curva carga vs. deslocamento (total, ponta e lateral).

Analisando as curvas da Fig. 4, observa-se uma pequena inflexão dos gráficos da carga total e lateral a partir de 1800kN, mostrando que deste ponto em diante o atrito lateral se comportou de forma diferente, demonstrando uma tendência ao esgotamento do atrito, conforme pode ser verificado na Fig. 6. Com relação à carga de ponta, observa-se que foi crescente e constante ao longo de todo o ensaio.

Apesar de a prova de carga ter sido conduzida a carga superior a duas vezes a carga de trabalho da estaca, conforme prescrição da Norma Brasileira (ABNT NBR 6122:2010), o carregamento aplicado não permitiu à estaca deslocamento expressivo que pudesse configurar a ocorrência da carga última do sistema solo-estaca. Dessa forma, foram empregados quatro métodos para estimar a carga de rutura desta estaca. De acordo com as análises destes métodos e para comparar os resultados experimentais com as previsões por métodos semiempíricos, sugere-se adotar 2865kN, para a carga de rutura da estaca piloto ensaiada. Maiores informações sobre as metodologias empregadas, suas respectivas cargas de rutura e suas análises podem ser obtidas em Alledi (2013).

Como neste trabalho a estaca piloto foi instrumentada em profundidade com extensômetros elétricos (*strain-gages*), foi possível, medir as deformações ao longo do seu fuste (Fig. 5), e o valor do módulo de elasticidade da estaca. Com base nestas informações foi possível determinar as curvas de transferência de carga da estaca ao longo da profundidade, obtendo desta forma, experimentalmente, as parcelas de carga por atrito lateral e de ponta.

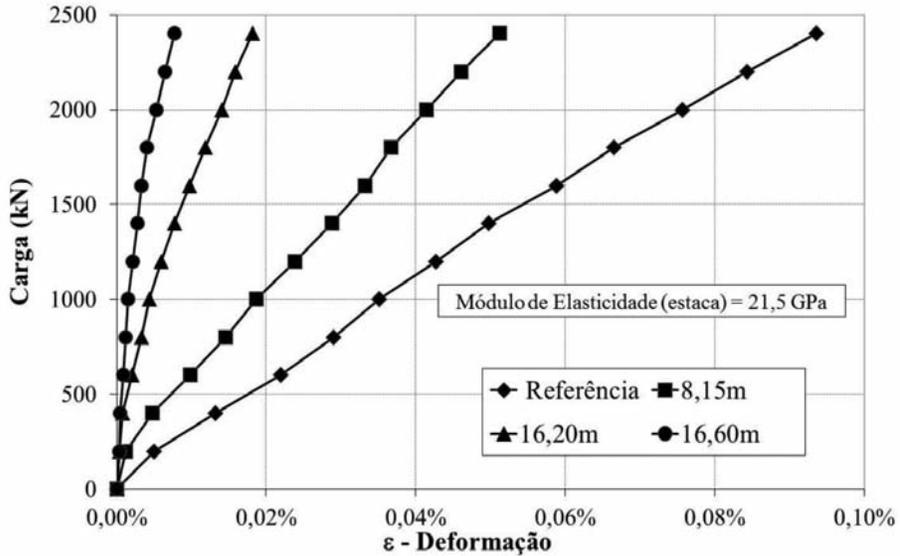


Fig. 5 – Gráfico carga vs. deformação em cada nível instrumentado.

No Quadro 1, são apresentados os valores de carga no topo, as cargas em cada nível instrumentado obtidas pelos extensômetros elétricos localizados ao longo do fuste e as porcentagens de carga de ponta obtidas na prova de carga. A carga de ponta (16,8m) foi calculada por extrapolação simples (tendência de reta) dos valores de carga obtidos nos dois níveis mais profundos (16,2m e 16,6m). Na Fig. 6 apresenta-se o gráfico de transferência de carga correspondente.

Analisando-se o Quadro 1, verifica-se que a ponta da estaca começou a ser mobilizada desde o segundo estágio de carregamento, e que a maior parte da carga aplicada no topo foi transferida ao solo pelo atrito lateral com valor percentual de 77%. Avaliando a distribuição das cargas com relação à carga de trabalho (750kN), pode-se afirmar que aproximadamente 92% da carga do topo é absorvida pelo atrito lateral e 8% para a ponta, o que demonstra o comportamento da estaca por atrito lateral, quando em carga de projeto.

Observando o gráfico de transferência de carga (Fig. 6), constata-se que, para os dois estágios finais de carregamento, ocorre tendência ao paralelismo dos segmentos de retas, indicando provável esgotamento do atrito lateral. No último estágio de carregamento (2400kN) o atrito lateral na estaca foi de 104kPa para o trecho 0,30m a 8,15m e de 76kPa para o trecho de 8,15m a 16,80m.

Quadro 1 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta (Alledi, 2013).

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)				% de ponta
	8,15m	16,20m	16,60m	Ponta	
0	0	0	0	0	0
200	35	9	8	7	0
400	134	23	17	14	4
600	276	57	46	41	7
800	407	95	79	71	9
1000	519	123	103	93	9
1200	660	168	143	131	11
1400	793	217	189	174	13
1600	909	272	240	224	14
1800	1002	331	298	281	16
2000	1126	432	398	381	19
2200	1247	524	487	470	21
2400	1379	615	577	558	23

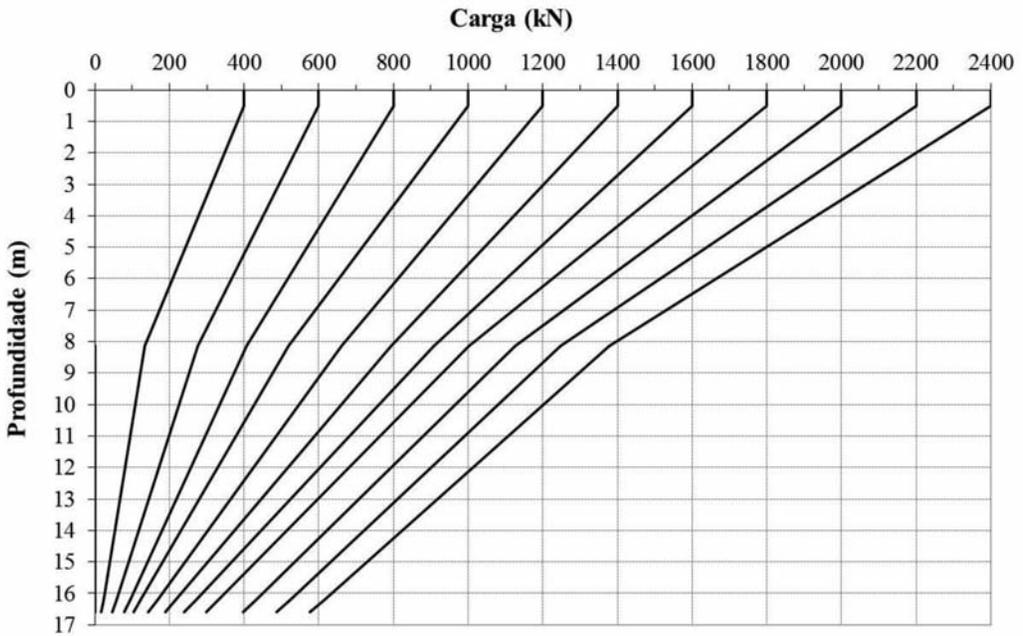


Fig. 6 – Gráfico de transferência de carga.

4 – MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS DE PREVISÃO DE CARGA

Neste item são apresentados os resultados de previsão de carga de ruptura calculados com base em métodos semiempíricos e comparados com os resultados experimentais obtidos na prova de carga realizada com carregamento lento. Cabe ressaltar que as estimativas da carga de ruptura por métodos semiempíricos foram efetuadas antes da realização da prova de carga. Neste trabalho, são apresentados métodos desenvolvidos, especificamente, para estacas hélice e outros que foram adaptados por seus autores com parâmetros específicos para esse tipo de estaca.

Dentre as metodologias semiempíricas existentes para estimativa da carga de ruptura, aquelas propostas no Brasil por Alonso (1996), Antunes e Cabral (1996) e Décourt e Quaresma (1978), com modificações de Décourt (1996), são muito utilizadas e de prática corrente na engenharia geotécnica brasileira. Os dois primeiros métodos foram desenvolvidos, especificamente, para estaca hélice contínua e o de Décourt e Quaresma (1978) aprimorado por Décourt (1996) com parâmetros específicos para este tipo de estaca. Além destes métodos, também são apresentados os resultados dos métodos de Peixoto (2001), Karez e Rocha (2000) e Vorcaro e Velloso (2000). O primeiro método foi desenvolvido para o cálculo de atrito lateral de estacas, inclusive hélice contínua, com base nos dados de torque do ensaio SPT-T, e os demais, também específicos para este tipo de estaca, porém para dados obtidos do SPT.

Para a previsão das cargas de ruptura por todos os métodos semiempíricos, foram adotados os seguintes critérios para valor de N_{SPT} :

$$3 \leq N_{SPT} \leq 50 \quad \text{para o fuste}$$

$$N_{SPT} \leq 120 \quad \text{para a ponta conforme proposição de Décourt *et al.* (1989).}$$

No Quadro 2, são apresentados os valores de carga de ruptura lateral (P_L), de ponta (P_p) e total (P_R), calculados por meio dos métodos semiempíricos com base em ensaio SPT-T executado próximo à estaca piloto e os resultados experimentais obtidos com a prova de carga. Nas Figs. 7, 8 e 9 são apresentados os gráficos de variação da relação P_{prev}/P_{pe} para as cargas total, lateral e ponta.

Analisando-se o Quadro 2 e as Figuras 7, 8 e 9, observa-se que os valores de carga total e de atrito lateral foram subestimados pelos métodos utilizados. Porém, analisando os valores de carga de ponta pode-se observar que houve uma variação, mostrando resultados subestimados e superestimados.

No geral, no que se refere à carga total na ruptura, dos oito métodos apresentados os métodos de Alonso (1996) SPT e SPT-T, Antunes e Cabral (1996), Aoki e Velloso (1975) e Karez e Rocha (2000), apresentaram resultados variando 52% a 78% menores que os da prova de carga. Porém, o método que apresentou o resultado mais distante da prova de carga foi o de Vorcaro e Velloso (2000); isto pode estar associado ao fato deste método ter sido desenvolvido com base de dados regionais. O método de Décourt e Quaresma (1996), com base no SPT-T e SPT, embora tenha apresentado os valores de carga total de ruptura mais próximos daquela obtida na prova de carga, subestimou o valor da carga por atrito lateral e superestimou o valor de carga na ponta.

Todos os métodos subestimaram o valor do atrito lateral. A diferença significativa entre as cargas previstas e as obtidas com a prova de carga pode ser justificada pelo aumento do diâmetro nominal da estaca durante a sua execução. Os cálculos de previsão de carga pelos métodos semiempíricos foram elaborados antes da execução da estaca, utilizando-se o seu diâmetro nominal. Entretanto, durante a execução da estaca, houve um consumo elevado de concreto e consequente aumento do diâmetro nominal desta estaca, não contemplado nos cálculos dos métodos de previsão. Os dados da execução obtidos pelo sistema de monitoramento que comprovam o consumo elevado de concreto podem ser obtidos no Anexo B de Alledi (2013). O Método de Aoki e Velloso (1975), foi o que apresentou o menor valor de carga por atrito lateral na ruptura, apenas 40% do valor obtido na prova de carga. Entretanto, o mesmo método foi o que mais se aproximou dos valores experimentais obtidos para carga de ponta, com valor da ordem de 3% superior ao experimental.

Quadro 2 – Carga de ruptura prevista pelos métodos semiempíricos e obtida na prova de carga.

Método	Ensaio	Prevista			Prova de carga			P_{prev}/P_{pc}		
		P_L (kN)	P_p (kN)	P_R (kN)	P_L (kN)	P_p (kN)	P_R (kN)	P_L	P_p	P_R
Alonso (1996)	SPT-T	1500	360	1860	2200	665	2865	0,68	0,54	0,65
	SPT	1240	380	1620				0,56	0,57	0,56
Peixoto (2001)*	SPT-T	1300	–	–				0,59	–	–
Décourt e Quaresma (1996)	SPT	1040	1350	2390				0,47	2,03	0,83
	SPT-T	1240	1450	2690				0,56	2,18	0,94
Karez e Rocha (2000)	SPT	1241	1005	2246				0,56	1,51	0,78
Aoki e Velloso (1975)	SPT	887	691	1578				0,40	1,03	0,55
Vorcaro e Velloso (2000)**	SPT	–	–	365				–	–	0,13
Antunes e Cabral (1996)	SPT	990	500	1490				0,45	0,75	0,52

*O método calcula somente a carga lateral.

**O método calcula somente a carga de ruptura total.

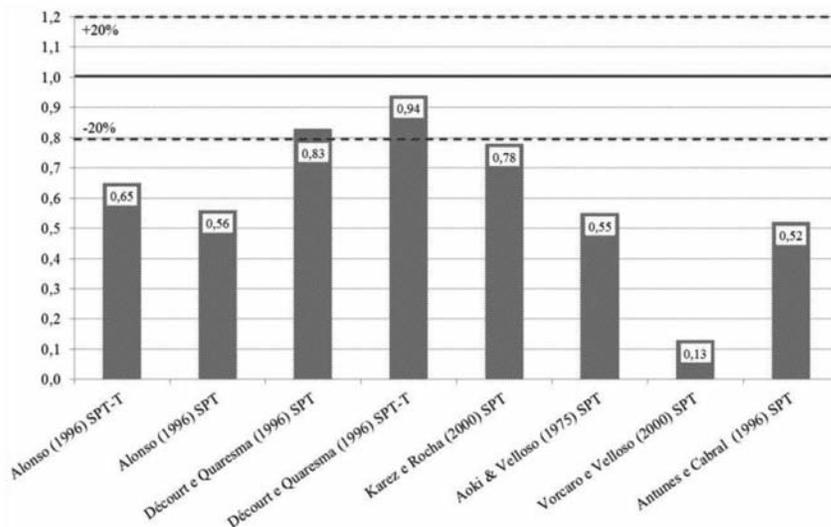


Fig. 7 – Relação entre carga prevista por métodos semiempíricos e prova de carga - carga total.

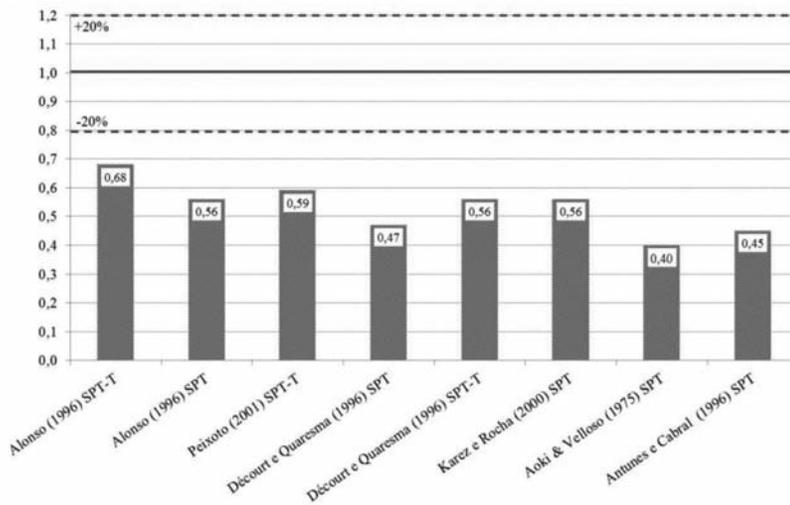


Fig. 8 – Relação entre carga prevista por métodos semiempíricos e prova de carga - carga lateral.

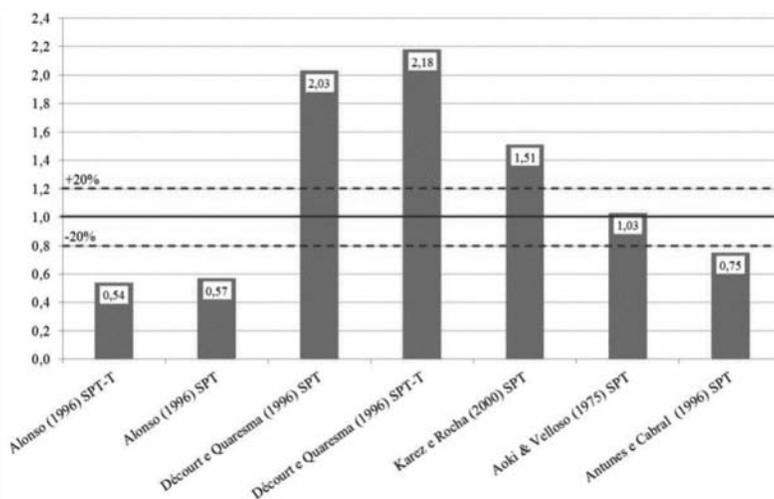


Fig. 9 – Relação entre carga prevista por métodos semiempíricos e prova de carga - carga na ponta.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao se comparar os resultados de previsão de carga de rutura obtidos por métodos semiempíricos com os resultados experimentais de prova de carga estática, conclui-se:

- A estaca apresentou, predominantemente, comportamento por transferência de carga por atrito lateral. A carga de ponta se mostrou crescente e constante com o aumento da carga no topo.
- A estaca apresentou capacidade de carga da ordem de mais de três vezes superior àquela estimada em projeto. Isto está associado ao fato de não se ter um banco de dados de provas de carga instrumentadas para a região, de forma que se possa ajustar os métodos empregados.

- Os métodos analisados subestimaram o valor do atrito lateral o que pode estar relacionado ao aumento do diâmetro da estaca e também pelo fato dos métodos empregados subestimarem os parâmetros de cálculo para este tipo de estaca.
- Com relação a carga de ponta, apesar de um dos métodos ter apresentado resultado muito próximo da prova de carga, nota-se uma dispersão dos resultados. Isto demonstra o cuidado que deve se ter ao utilizar tais métodos, pois podem superestimar os resultados de ponta, que é contra a segurança.
- A técnica de instrumentação e de instalação utilizada para este tipo de estaca mostrou-se adequada, com valores de deformação coerentes com a carga e os níveis avaliados.

É importante ressaltar, no entanto, que a utilização de uma prova de carga não é estatisticamente representativa para conclusões definitivas com relação aos métodos de previsão de capacidade carga para estacas hélice contínua executadas em solo da Formação Barreiras.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio da empresa Geoconsult – Consultoria de Solos e Fundações Ltda pelo incentivo na realização da prova de carga deste trabalho, da empresa Areia Branca Engenharia Ltda., pela seriedade para realizar o ensaio SPT-T, da Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP, pelo apoio na montagem da instrumentação e ao Instituto Federal do Espírito Santo – IFES, pela liberação para que a primeira autora pudesse concluir seus estudos de Doutorado.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Albuquerque, P.J.R. (2001). *Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de cargas instrumentadas em profundidade*. Tese (Doutorado em Engenharia), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo. 263f.
- Alledi, C.T.D.B. (2013). *Transferência de carga de estacas hélice contínua instrumentadas em profundidade*. Tese (Doutorado em Engenharia), Universidade Federal de Viçosa, Viçosa. 293f.
- Alonso, U.R. (1996). *Estacas hélice contínua com monitoramento eletrônico: previsão da capacidade de carga através do ensaio SPT-T*. III Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia - SEFE, São Paulo: ABMS. Vol.2, pp.141-151.
- Alonso, U.R. (2000). *Reavaliação do método de capacidade de carga de estacas hélice contínua proposto por Alonso em 96 para duas regiões geotécnicas distintas*. IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia - SEFE, São Paulo: ABMS. Vol. 2, pp.425-429.
- Alonso, U.R. (2013). *Capacidade de carga de estacas comprimidas tipo hélice contínua executadas em folhelhos*. I Conferência em Tecnologia de Fundações (CTF), Campinas-SP. 1 CD-ROM. 11p.
- Antunes, W.R.; Cabral, D.A. (1996). *Carga resistente de estacas hélice contínua*. III Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE), São Paulo, ABMS. Vol.2, pp. 105-110.

- Aoki, N.; Velloso, D. (1975). *An approximate method to estimate the bearing capacity of piles*. V Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires. Vol. 1, pp.367-376.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2006). NBR 12131. *Estacas- Prova de carga estática: método de ensaio*. Rio de Janeiro, 8p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2010). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro. 91p.
- Caputo, A.N.; Tarozzo, H.; Alonso, U.R.; Antunes, W.R. (1997). *Estaca hélice contínua: projeto, execução e controle*. ABMS. São Paulo: Núcleo Regional de São Paulo. 59p.
- Décourt, L.; Quaresma, A.R. (1978). *Carga resistente de estacas a partir de valores de SPT*. VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações (COBRAMSEF), Rio de Janeiro: ABMS. Vol. 1, pp.45-53.
- Décourt, L. (1996). *Análise e projeto de fundação profunda: estacas*. Fundações - Teoria e Prática, W. Hachich; F. F. Falconi; J. L. Saes. (Editores). São Paulo. Cap. 8.1, pp.265-301.
- Décourt, L.; Belincanta, A.; Quaresma Filho, A.R. (1989). *Brazilian experience on SPT*. XII International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Supplement, Contributions by the Brazilian Society for Soil Mechanics. Rio de Janeiro: ABMS/ISSMGE, pp.49-54.
- Hachich, W.; Falconi, F.F.; Santos, M.S. (2008). *Segurança de Fundações: Incorporação de Resultados de Provas de Carga*. XI Congresso Nacional de Geotecnia. Coimbra: SPG-FCTUC. Vol. 2., pp.313-320.
- Karez, M.; Rocha, E.A.C. (2000). *Estacas tipo hélice contínua previsão da capacidade de carga*. IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – SEFE. São Paulo: ABMS. Vol.1, pp.274-278.
- Peixoto, A.S.P. (2001) *Estudo do ensaio SPT-T e sua aplicação na prática de engenharia de fundações*. Tese (Doutoramento em Engenharia), Universidade Estadual de Campinas – Unicamp, Campinas. 468f.
- Pinto, P.L. (2010). *Projecto de fundações: prática actual e alguns aspectos inovadores*. V Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Gramado: ABMS, pp.1-7.
- Polido, U.F. (2013). *Experiência com estaca hélice contínua na Região Sudeste: algumas questões práticas*. Conferência em Tecnologia de Fundações (CTF), Campinas-SP. 1 CD-ROM. 28p.
- Sales, M.M.; Sousa, T.N. (2012). *Ajuste empírico do comportamento não linear de estacas hélice contínua monitoradas*. XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Porto de Galinhas-PE. 1 CD-ROM. 7p.
- Tamara, G. (1995). *Contribuição ao estudo do Grupo Barreiras na Região Metropolitana de Vitória-ES*. 73 f. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Instituto de Geociências, Rio de Janeiro.
- Vorcaro, M.C.; Velloso, D.A. (2000). *Avaliação da carga última em estacas hélice contínua por regressão linear múltipla*. IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – SEFE, São Paulo: ABMS. Vol.2, pp.315-330.

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA ROCHA CALCÁRIA DE JOÃO PESSOA/PB

Geotechnical characterization of limestone from João Pessoa/PB

Nelci Rones Pereira de Sousa*

Anderson Borghetti Soares**

RESUMO – A rocha calcária é abundante no subsolo da região de João Pessoa, capital do Estado da Paraíba, favorecendo o uso como agregado, devido sua extração econômica e baixos custos de transporte. Entretanto, é uma rocha sedimentar, constituída de material solúvel quando exposto à presença de água. Este trabalho propõe caracterizar a rocha calcária daquela região, verificando a sua aplicação como agregado de concreto. Foram executados ensaios de densidade real dos grãos; de massa específica aparente seca; de absorção de água; testes de abrasão, de resistência à compressão simples e análise física, em situação seca e saturada; de microscopia eletrônica; de difração de raios-X; e ensaios de campo. Os resultados indicaram que ela é composta de carbonato de cálcio (CaCO_3), com alto índice de absorção de água e baixa resistência à abrasão e à compressão simples, concluindo que o seu uso deve ser restrito a determinados tipos de construções.

SYNOPSIS – Limestone is abundant in the subsoil of the region of João Pessoa, capital of the State of Paraíba, favouring its use as aggregate, due to economic extraction and low transport costs. However, being a sedimentary rock, it is soluble when exposed to the presence of water. This paper proposes to characterize the limestone from that region, in order to assess its application as aggregate for concrete. The following tests were performed: grain real density; dry bulk density; water absorption; abrasion, compressive strength and physical analyses, in dry and saturated conditions; electron microscopy; X-ray diffraction; and field trials. The results indicated that it is composed of calcium carbonate (CaCO_3), with high water absorption rate and low abrasion and compressive resistance, concluding that its use should be restricted to certain types of constructions.

PALAVRAS CHAVE – Calcário, rocha, caracterização.

1 – INTRODUÇÃO

A construção civil hoje no Brasil é absolutamente dependente de rochas para seus processos construtivos, seja como agregados, como ornamentos ou como matéria prima de produtos industrializados. A dependência de produtos originários de rochas ainda deve perdurar por longo tempo, pois pesquisas que visam substituí-las por materiais alternativos estão sendo timidamente desenvolvidas. Deve-se registrar que a extração de rochas utilizadas como agregado de concreto por todo o território Brasileiro tem provocado destruição de boa parte da crosta terrestre, de acordo com Oliveira (2001).

As rochas mais utilizadas na engenharia são as graníticas, basálticas e gnaisses, que apresentam maior resistência às solicitações mecânicas e à corrosão química, conforme Sandrini e

* Engenheiro Civil, mestrando em Geotecnia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Ceará.
E-mail: rones2010@yahoo.com.br

** Professor, D.Sc. em Engenharia Civil, DEHA, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Ceará.
E-mail: borghetti@ufc.br

Caranassios (2007). Entretanto, por se tratar de produto de alto peso específico, o transporte dessas rochas torna-se inviável em determinadas regiões do país, onde há carência de jazidas. Em razão disso, em algumas regiões do Brasil, utilizam-se outros tipos de rochas, na maioria das vezes sem estudos detalhados que garantam se possuem características apropriadas para uso como material de construção.

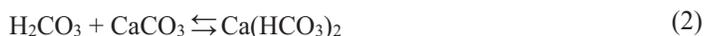
O Estado da Paraíba, situado na região Nordeste do Brasil, não é pródigo em reservas de rochas com características típicas para a construção civil sobretudo na sua região leste. Por outro lado possui grandes reservas de materiais calcários, constituindo-se em um dos maiores produtores de mármore do Brasil. Segundo o Governo do Estado, a Paraíba é o segundo maior produtor de cimento do Nordeste, utilizando o calcário como matéria prima. Grandes jazidas de calcário sedimentar ocorrem na faixa litorânea do estado e viabilizam a instalação de inúmeras indústrias cimenteiras. Esta abundância facilita a sua extração, tornando-a econômica, e os baixos custos de transportes estimulam o uso em grande escala também como elemento estrutural de fundações de edificações de pequeno porte. Entretanto, a rocha calcária apresenta uma constituição básica de elementos de origem sedimentar de alta solubilidade com a presença da água, circunstância que pode lançar dúvida sobre a adequabilidade no uso como agregado de concretos para locais onde o teor de umidade é constantemente alto. Em razão disso, o seu uso como agregado de elementos de fundação deve ser investigado através da realização de ensaios de caracterização do material, visando garantir o seu uso sem contratempos nas construções em que ela for utilizada.

As rochas calcárias são carbonáticas e muito porosas, podendo gerar cavidades extremas nos maciços, devido às reações de dissolução do carbonato de cálcio pela infiltração e percolação de águas ácidas. Esta porosidade gerada pela corrosão química fragiliza consideravelmente o maciço, tornando-o menos resistente e paulatinamente mais permeável. Aliado a estes fatores, tem-se também que estas rochas são consideradas brandas na engenharia, visto que a composição carbonática se deve à presença de minerais moles, como calcitas e dolomitas (Barison, 1997). Diante disso, presume-se que tais rochas não são aconselháveis a serem utilizadas como matéria prima em estruturas de construções na engenharia, visto que não haveria capacidade de suporte. As obras civis apresentam uma grande variedade de problemas para as fundações em rocha. Casas, depósitos e outras estruturas de pequeno porte, raramente geram cargas que excedem a capacidade de carga das rochas. Mas cuidados especiais devem ser adotados, principalmente para rochas consideradas fracas (Goodman, 1989). Se a capacidade de carga da rocha é ultrapassada, pode provocar deformações significativas, particularmente quando a rocha de fundação é inerentemente fraca, como os calcários porosos, ou rochas intemperizadas, cársticas ou muito fraturadas. Assim, é importante avaliar o comportamento da rocha de fundação diante das solicitações exercidas pela obra.

As rochas calcárias são ricas em carbonato de cálcio e as águas de chuva levemente acidificadas, ao encontrar um maciço calcário fraturado, penetram pelas descontinuidades e vão, lentamente, dissolvendo a rocha, produzindo vazios que podem evoluir para grandes fendas, cavernas e canais por onde fluem águas em seus interiores. Estudos comprovam que os carbonatos de cálcio (CaCO_3) se dissolvem quando entram em contato com a água que contém ácidos, provenientes de chuvas ácidas ou do dióxido de carbono (CO_2) da atmosfera e da decomposição da matéria orgânica. Os ácidos presentes na água formam o ácido carbônico (H_2CO_3), conforme pode ser visto na equação 1.



Num segundo momento, a água ácida penetrando pelas fendas do calcário ataca a rocha, produzindo o bicarbonato de cálcio $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ que é solúvel e facilmente transportado pela água (equação 2). Com a dissolução do bicarbonato de cálcio, as fendas vão-se alargando lentamente e formando as cavernas.



A formação de cavernas pode gerar processos de subsidência, que correspondem a um movimento relativamente lento de afundamento de terrenos devido à deformação ou deslocamento de direção essencialmente vertical descendente, ou de colapso, que apresenta a mesma definição, porém refere-se a movimento brusco do terreno, como descrito por Infanti Jr. e Fornasari Filho (1998). Os colapsos de terrenos são considerados os principais causadores de acidentes sérios em regiões cársticas, ocasionando mortes, até pelo desaparecimento súbito de pessoas tragadas pelo afundamento. Ambos podem causar prejuízos econômicos e mortes pelo desmoronamento total ou parcial de construções, consoante Nakazawa *et al.* (1995). Os processos de subsidência ou de colapso podem ocorrer: por processos naturais, causados principalmente pela dissolução de rochas como calcários, dolomitos, gipsita e sal; pela acomodação de camadas no substrato, devido ao seu peso ou a deslocamentos segundo planos de falhas; e pela ação antrópica, que pode modificar esse processo de dissolução, quando induz alteração das propriedades físico-químicas das águas (acidificação) e interferência na dinâmica das águas subterrâneas pelo bombeamento, conforme relatam Infanti Jr. e Fornasari Filho (1998). Diversos casos de ocorrências de subsidências em regiões cársticas no Brasil e no estado da Paraíba são referenciados na literatura, em conformidade com Oliveira (2001), Oliveira (2010) e Santos (2011).

Na região escolhida neste trabalho, as rochas calcárias são muito utilizadas na forma de concreto ciclópico ou fundo de rocha argamassada, como é conhecido em algumas aplicações, que nada mais é do que a incorporação de rochas denominadas “rochas de mão” ao concreto pronto. A rocha de mão é um material de diâmetro de grãos variável (entre 10 e 40cm). A técnica construtiva das fundações superficiais é feita da seguinte forma: escavação de valas em terra (0,4m de largura por 0,5m de profundidade); lançamento das rochas na cava, sendo posteriormente quebradas com marreta até atingir aproximadamente 20cm de diâmetro; e preenchimento dos vazios com uma mistura de cimento + areia (1:8) com jatos de água para percolação por gravidade.

Este trabalho tem como objetivo principal caracterizar a rocha calcária existente em toda a região metropolitana da grande João Pessoa, extraída para atender a construção civil, objetivando aquilatar o seu grau de adequabilidade ao uso como agregado de concreto em fundações superficiais, como suporte para fundações e em obras geotécnicas em geral. Avaliará, com isso, a possibilidade da existência de problemas na durabilidade dessas rochas quando expostas à presença constante ou eventual de água.

Objetiva ainda verificar a adequação da rocha calcária no uso da técnica descrita para a execução de fundações superficiais - muito utilizadas em campo no estado da Paraíba - e, na ausência de estudos mais aprofundados sobre o assunto, se os imóveis construídos com este tipo de fundação não poderão ter problemas no futuro. Analisará ainda se existe a necessidade de soluções ou adaptações mais apropriadas para o uso dessas rochas calcárias nesta etapa importante das construções.

O trabalho consiste da execução de ensaios tecnológicos nas rochas calcárias de densidade real dos grãos, ensaios de massa específica aparente e seca, ensaios de absorção de água, testes de abrasão, e investigações mineralógicas, através de microscopia eletrônica (MEV) e difração de raios-X, ensaios químicos e experimentos destinados a observar a reação dos componentes calcários com a água, tais como ensaios periódicos de compressão simples e análises físicas, para observar o efeito da saturação sobre os corpos de prova durante o prazo de 270 dias. Para isto serão extraídos 28 corpos de prova, tipos testemunhos, retirados de maciços rochosos usados em minas em operação na região da Grande João Pessoa, que serão mergulhados em água para serem utilizados da seguinte forma: 4 corpos serão rompidos depois de secados à temperatura ambiente por 24 horas; em 90 dias, serão retirados da água 8 corpos de prova, sendo 4 corpos para serem rompidos após secagem em 24 horas e os outros 4 para serem rompidos após 180 dias de secagem; em 180 dias serão retirados mais 8 corpos de prova, sendo 4 para serem rompidos após 24 horas de

secagem e os outros 4 para serem rompidos após 90 dias de secagem; em 270 dias seriam retirados da água os últimos 8 corpos de prova para serem, após 24 horas de secagem ao ar livre, rompidos para avaliar a resistência; serão rompidos ainda com 270 dias os 8 corpos de prova que foram retirados da água com 90 e 180 dias e ficaram secando por 180 e 90 dias, para verificação da possível recuperação da resistência após terem sido afetados pela presença da água. Todos os corpos imediatamente antes do rompimento deverão ser medidos e pesados para análise da sua situação física em cada época. Serão ainda feitos ensaios de campo para investigação “in loco” das fundações efetuadas pelos métodos usuais ao longo do tempo, visando diagnosticar os problemas ocorridos. Pretende-se analisar fundações com idade de construção de 5, 10, 15, 20, 25 e com mais de 30 anos, implantadas em locais úmidos, com a medição da altura do lençol freático e avaliando o estado de degeneração em que se encontram.

2 – ÁREA DE ESTUDO

A jazida de rocha calcária estudada situa-se no estado da Paraíba, que pertence à região Nordeste do Brasil. A área tem abrangência na parte das folhas topográficas de Cabedelo da SUDENE (1974a) e João Pessoa, SUDENE (1974b), e está geograficamente situada entre os paralelos 6°58' a 7°14' S e meridianos 34°47' a 35°00' WGR, incorporando em seus limites áreas de quatro municípios, entre eles, João Pessoa, Bayeux, Cabedelo, Santa Rita e limitando a leste com a fronteira marítima do Oceano Atlântico. A área de estudo, mostrada na Fig. 1, localiza-se na zona litorânea do Estado da Paraíba e está inserida na zona fisiográfica da Mata Paraibana (ou Meso Região Canavieira), compondo o espaço territorial da Micro Região Homogênea da cidade de João Pessoa.

A disposição dos calcários na área metropolitana de João Pessoa apresenta estratificação sub-horizontal, não muito pronunciada, grosseira, em bancos ou então formando massas compactas, que apresentam fraturamentos e dissolução subterrânea, de acordo com Lummertz (1977). Integram a Formação Gramame e alcançam 20km de extensão no sentido de leste a oeste da Bacia Sedimentar Pernambuco-Paraíba, também denominada Grupo Paraíba. Sua abrangência contempla amplamente a área de estudo, sendo base para um dos maiores pontos de extração de calcário da Paraíba. As informações sobre a geologia e tectônica do terreno da área metropolitana de João Pessoa serviram como base inicial para levantamento desta hipótese, tendo em vista as características litológicas e geotectônicas da Bacia Sedimentar Pernambuco-Paraíba, onde se encontra a Formação Gramame, e sobreposta a ela, a Formação Barreiras, capeadora desta bacia.

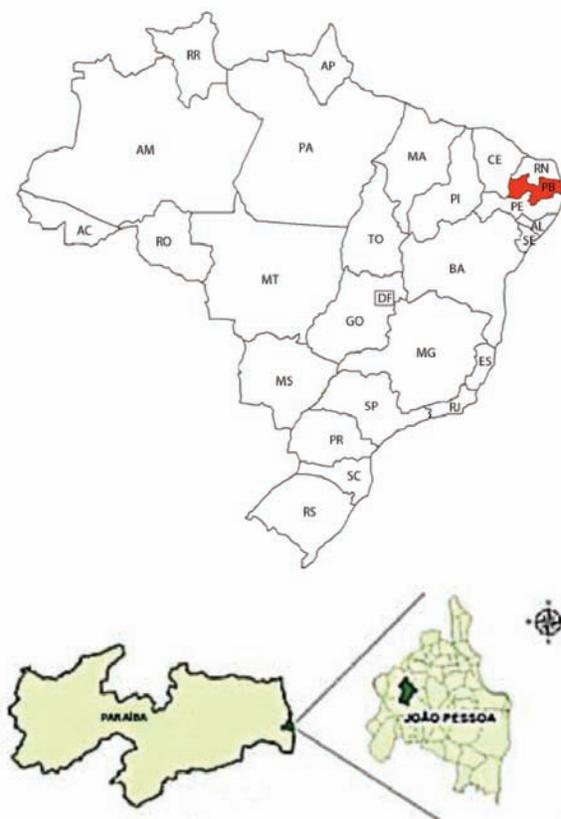


Fig. 1 – Mapa da área de estudo e localização do estado da Paraíba no Brasil (SUDENE, 1974b).

2.1 – Grupo Paraíba

A região estudada é parte integrante do compartimento da Província Costeira (Dantas *et al.*, 1982), representando a bacia sedimentar Pernambuco-Paraíba (Grupo Paraíba) de Mabesoone e Alheiros (1988).

Também segundo Soares (2011), regionalmente, a área de estudo está inserida no contexto geológico da Bacia Sedimentar Pernambuco-Paraíba, que ocupa uma extensa faixa ao longo do litoral dos estados de Pernambuco, Paraíba e Rio Grande do Norte. As principais unidades geológicas presentes na região de João Pessoa são constituídas, basicamente, de sedimentos inconsolidados recentes de origem fluvial e marinha e de rochas sedimentares brandas, abrangendo os períodos geológicos Holoceno a Cretáceo (Mabesoone e Alheiros, 1988; Borges, 2004).

A Bacia Pernambuco-Paraíba (Fig. 2), segundo Santos, Ferreira e Silva Jr. (2002), representa uma sedimentação estuarina e lagunar, passando a plataformal, no intervalo entre o Santoniano e Maastrichtiano, ligada à abertura do Oceano Atlântico sul. Após a formação dessa bacia, o subsolo paraibano passou a se comportar como uma plataforma estável, havendo apenas a formação de coberturas continentais interiores e costeiras e a deposição de formações superficiais, relacionadas com eventos de denudação das cadeias pré-cambrianas.

Conforme Assis (1985), esta área encontra-se coberta por uma sequência sedimentar cenozoica, constituída por litologias do terciário, representado pelo Grupo Barreiras, e do quaternário, por aluviões e sedimentos de praia.

A sedimentação forma um ciclo onde se destacam basicamente duas fácies principais: fácies continental – arenitos com intercalações subordinadas de argilitos e folhelhos; e fácies marinha – calcários e margas (calcário com alto teor de argila), com arenitos carbonáticos e fosforitos da Formação Gramame (Projeto RadamBrasil, 1981). Essa faixa sedimentar é recoberta por sedimentos do Grupo Barreiras, em discordância erosiva.

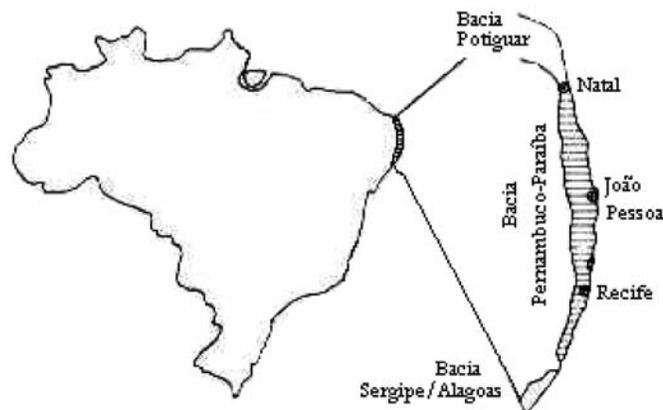


Fig. 2 – Localização da Bacia Sedimentar Pernambuco-Paraíba (Mabesoone e Alheiros, 1988).

Estudos desenvolvidos por Tuma (2004) concluíram que nas unidades litoestratigráficas mapeadas incluem-se os calcários calcíticos e dolomíticos da Formação Gramame, as intercalações de siltitos, arenitos e cascalhos do Grupo Barreiras e os sedimentos arenosos e argilosos de deposição recente. A área possui natural vocação para materiais de construção, mas a prática da atividade ilegal da mineração para extração de rochas calcárias vem contribuindo para a degradação ambiental nessa região.

A região costeira paraibana é integralmente recoberta por esses sedimentos modelados na forma de baixos planaltos (tabuleiro) e que, ao longo do litoral, constituem vertentes abruptas elaboradas por ação marinha (falésias). Ocorrem geralmente até 50-60km do litoral, recobrando a oeste as rochas do embasamento cristalino, para depois, mais a leste, sobrepor-se às camadas da Bacia Sedimentar Paraíba. Toda a base dessa formação repousa, através de uma discordância erosiva, sobre as rochas sotopostas.

Araújo (2012) mostra que a Bacia Sedimentar Paraíba é constituída por três camadas ou unidades estratigráficas distintas em termos de litologia e/ou conteúdo fóssilífero. As camadas litológicas dessa bacia têm comportamento inclinado em ângulo constante para leste, e são constituídas a partir da base por três formações geológicas denominadas de Beberibe/Itamaracá, Gramame e Maria Farinha como pode ser visto na Fig. 3. Na literatura geológica esse conjunto de formações é comumente referenciado como Grupo Paraíba.

Da mesma forma como estudado por outros autores, Tuma (2004) também levantou que a área de trabalho encontra-se inserida na província geomorfológica da Planície Costeira, e também faz parte integrante da Bacia Sedimentar Pernambuco-Paraíba, caracterizadas pelas seguintes unidades litoestratigráficas: a Formação Gramame (ocupa 1% da área), que faz parte do Grupo Paraíba, do Cretáceo, representada por calcários argilosos depositados em ambiente marinho raso; o Grupo Barreiras (representa 70% da área total), do Cenozóico, constituído predominantemente por siltitos, argilitos, arenitos argilosos e cascalhos depositados em ambiente continental; e os depósitos do Quaternário (abrangem 29% da região) representados por coberturas inconsolidadas de colúvio, aluviões, areias de praia, sedimentos de mangue, bancos de areia, restingas, e a presença dos recifes alinhados à linha de costa.

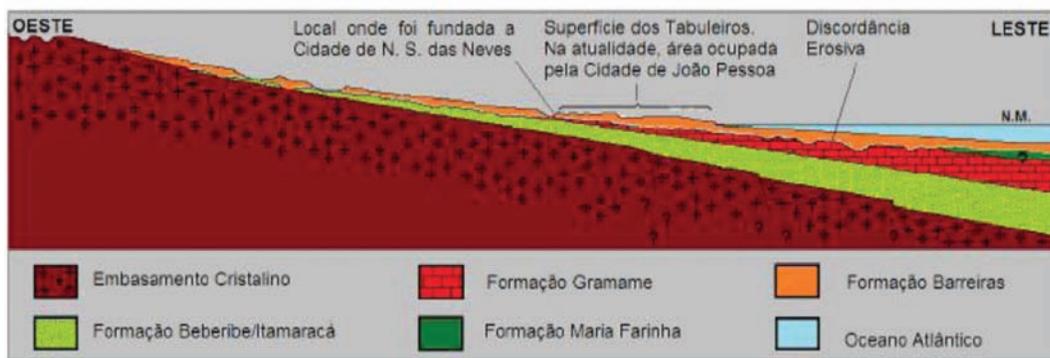


Fig. 3 – Perfil geológico hipotético Leste-Oeste da Sub-bacia Alhandra (Araújo, 2012).

2.1.1 – Formação Beberibe

A unidade litoestratigráfica basal da Bacia Sedimentar Pernambuco-Paraíba é denominada de Formação Beberibe. Essa unidade é representada por um espesso pacote de arenitos com granulação variável e com espessuras médias de 230 a 280m, e máxima de 360m (Leal e Sá, 1998).

A Formação Beberibe/Itamaracá corresponde a uma camada predominantemente constituída por arenitos, de granulação média a grossa, podendo, por vezes, ser conglomerática. Constitui a camada de base do Grupo Paraíba, repousa discordantemente sobre o embasamento cristalino e tem em média espessura de camada da ordem de 250m, podendo chegar a um máximo de 360m (Leal e Sá, 1998).

2.1.2 – Formação Gramame

Superposta à Formação Beberibe, repousa, de forma concordante, a Formação Gramame. Essa unidade carbonática de ambiente marinho raso possui espessura média inferior a 55m, dos quais mais de dois terços são representados por calcários argilosos cinzentos (Leal e Sá, 1998). Esta camada foi depositada a partir da subsidência lenta do continente e consequente elevação do nível do mar no Cretáceo Superior, há aproximadamente 65 milhões de anos.

A transição dos arenitos da sequência Beberibe/Itamaracá para a formação sobreposta ocorre de forma gradativa ou interdigitada, o que indica movimentos oscilatórios em trechos da costa durante a deposição da Formação Gramame (Beurlen, 1967).

Estudos de Wanderley *et al.* (1983) confirmaram que o maior potencial para a área investigada é composto por jazimentos não metálicos, como os depósitos de calcário e fosfato, relacionados com os sedimentos costeiros e encaixados nas diversas unidades do Pré-Cambriano. Destacam-se os calcários da Formação Gramame, originados na transgressão marinha do Cretáceo, os fosfatos do norte de Alhandra/PB, com espessura média de 1m, cuja associação mineral mais comum é de fosforita, argilas e quartzo, e as argilas encontradas nas proximidades dos grandes centros urbanos.

A Formação Gramame, representada por pacote sedimentar pouco espesso, predominantemente calcário, inicia-se com arenitos calcíferos a calcarenitos, passando gradativamente para calcários e dolomitos. Seus afloramentos são importantes, mas situam-se fora da área da Bacia do Jaguaribe, aflorando ao norte de João Pessoa nas pedreiras da fábrica de cimento CIMEPAR. A denominação dessa formação foi dada por Euzébio de Oliveira em 1940, citado por Dantas (1980), para melhor definir as ocorrências de calcários margosos, assim considerados os que possuem teor de argila superior ao de carbonato de cálcio, no vale do Rio Gramame. Com espessura média de 50 metros, é composta por calcários dolomíticos arenosos, com horizontes fosfáticos, sendo bastante explorada para lavra de cimento.

A Formação Gramame tem espessura média entre 40 e 50m (Leal e Sá, 1998), podendo, às vezes, chegar a 70m (Almeida, 2000), nas áreas mais a leste. Ocorre, em média, até cerca de 20km do litoral, onde progressivamente, tende a apresentar espessuras mais delgadas, entre 2 e 4m. É essencialmente constituída por calcários, calcários margosos e margas e é bastante fossilífera. As observações feitas em afloramentos, em amostras obtidas em poços, e através de seu conteúdo fossilífero, apontam no sentido de esses sedimentos terem-se formado em ambiente de plataforma rasa, com energia entre baixa a moderada. As datações realizadas nessa rocha apontam para uma idade Maastrichtiana (Barbosa, 2007), o que corresponde a um período de cerca de 70 a 65 milhões de anos atrás.

Entre as potencialidades dos recursos naturais no espaço geográfico em estudo, foram identificados entre quatro grupos de recursos potenciais, os quais são: calcário, areia, argila e água mineral (SUDEMA, 1996), o calcário da Formação Gramame que é explorado no município de João Pessoa, utilizado diretamente na construção civil e nas indústrias de fabricação de cimento.

Segundo Santos *et al.* (2002) o calcário é uma das substâncias de maior importância para o Estado da Paraíba. Os calcários sedimentares têm sua área de ocorrência restrita à faixa litorânea, sendo representados por camadas sub-horizontais da Formação Gramame, de idade Maastrichtiana. São calcários fossilíferos de granulometria fina, coloração creme, cinza escura na superfície e apresentam intercalações margosas, ou seja, calcários com alto teor de argila.

Jaboatam (1861) faz menção ao material duro existente na base da colina - o calcário. Esta rocha constitui uma camada que se projeta por toda costa paraibana e geralmente aflora nos sopés de encostas, áreas falhadas e dissecadas.

A fase final de deposição da Formação Gramame é caracterizada pela redução da fauna de invertebrados, com tendência regressiva do nível do mar e deposição de sedimentos terrígenos. Esses fatos respondem pela existência de uma discordância no topo da Formação Gramame, na porção da bacia que ficou emersa (Barbosa, 2004). Essa discordância constituirá importante elemento no processo de acumulação de água subterrânea na camada arenítica da Formação Barreiras, unidade estratigráfica que recobre todos os sedimentos do Grupo Paraíba. Este aspeto, mais a existência dos afloramentos das rochas da Formação Gramame, na porção oeste do município de João Pessoa, local onde foi fundada a cidade, deu suporte de água potável para manutenção da população no local, e de rocha calcária para cantaria, fabricação da cal ou como pedra bruta para construção da cidade.

Através de poços perfurados sobre o tabuleiro, Araújo (2012) observou que o calcário constitui um estrato de comportamento aproximadamente uniforme na base e na capa da camada, com espessura entre 40 e 50m. Nos perfis com disposição transversal, que são aqueles com posicionamento aproximado leste oeste, as bandas da camada do calcário posicionada mais para ocidente, ou seja, mais próxima ao Rio Sanhauá, têm capa em posição topográfica mais baixa que seu equivalente sob o tabuleiro. Por outro lado, também, apresentam menor espessura, evidenciando desgaste por ação erosiva na capa.

Segundo Tuma (2004), a litologia da Formação Gramame está representada por rochas carbonáticas, com predominância de rocha calcária, e aparecimento secundário de rocha dolomítica. Estas rochas são importantes matérias primas para a indústria cimenteira, e também são usadas na construção civil como agregados para concreto. A exploração destas rochas concentra-se nas áreas urbanas por empresas clandestinas que operam utilizando explosivos sem os cuidados técnicos exigidos ocasionando incômodos de natureza visual e psicológica às habitações circunvizinhas decorrentes das detonações sem monitoramento que resultam em vibrações, ruídos e ultralanchamentos.

2.1.3 – Formação Maria Farinha

A Formação Maria Farinha representa a continuação da sequência calcária da Formação Gramame, sendo diferenciada apenas pelo seu conteúdo fossilífero, que é considerada de idade paleocênica/eocênica inferior (Mabesoone, 1994). Apresenta espessura máxima de 35m, provavelmente erodida em parte pela exposição subaérea anterior à deposição dos sedimentos continentais da Formação Barreiras (Leal e Sá, 1998).

A Formação Maria Farinha – também famosa por suas pedreiras de calcário – apresenta espessuras reduzidas, constituídas por bancos de calcário detrítico, cinzentos e cremes, com intercalações de marga e argilitos cinzentos; como a Formação Gramame, está sobreposta à Formação Beberibe, já descrita anteriormente, e sotoposta ao Grupo Barreiras. Encontra-se ausente na área sob estudo, embora os seus afloramentos sejam frequentes a partir da praia de Jacumã, Município do Conde que faz parte da grande João Pessoa, até a praia de Graú. Trata-se de uma formação que apresenta uma sequência de calcários detríticos pouco espessos, descontínuos e argilosos, cuja denominação, segundo Dantas (1980) e Maciel (1980), foi utilizada inicialmente por Euzébio de Oliveira em 1940 para caracterizar o calcário fossilífero que ocorre ao norte de Recife. Sua espessura máxima fica em torno de 30m, provavelmente devido ao truncamento da sequência pela erosão prebarreiras.

O calcário da Formação Maria Farinha corresponde à última unidade litoestratigráfica da Bacia Sedimentar Paraíba. Constitui continuidade deposicional da Formação Gramame, diferenciando-se em termos de seu conteúdo fossilífero e por apresentar maior concentração em magnésio - calcário dolomítico. Trata-se de sequência de caráter regressivo e de idade Paleocena (Mabesoone, 1967), o que representa um período deposicional entre 65 e 55 milhões de anos atrás. Sua ocorrência é restrita às sub-bacias Alhandra e Olinda. Na Paraíba, aflora apenas no litoral sul, mais precisamente, no município do Conde, entre as praias do Amor e de Tambaba, conferindo a esse trecho do litoral paraibano características morfológicas diferenciadas das outras praias paraibanas (Furrier, 2007).

2.1.4 – Formação Barreiras

A Formação Barreiras, ao longo da costa brasileira, constitui a unidade geológica mais contínua e representativa existente entre os Estados do Amapá e do Rio de Janeiro. Ela é basicamente constituída por sedimentos de origem continental, oriundos da ação do intemperismo e de ciclos denudacionais ocorridos no interior do continente após a abertura do Atlântico, momento em que as bacias hidrográficas existentes foram reconfiguradas e rebaixadas com relação a esse novo nível de base regional (Mabesoone e Castro, 1975). No estado da Paraíba, este embasamento é composto pelas rochas cristalinas do Planalto da Borborema. Gopinath *et al.* (1993), em análises sedimentológicas realizadas na Formação Barreiras, no estado da Paraíba, constataram que as fontes dos sedimentos seriam granitos, gnaisses e xistos, que são litologias predominantemente do Planalto da Borborema.

A constituição dessa formação é essencialmente detrítica e pouco litificada. Geralmente é formada por material arenoargiloso, intercalado por níveis argilossiltosos, arenosos, conglomeráticos e ferruginosos, em acamamento mal definido. As alternâncias verticais e laterais são marcantes, podendo faltar horizontes a curta distância. Nas falésias, onde estão os afloramentos mais abrangentes dessa formação, níveis diferenciados se interpenetram, formando, em associação com a diversidade de cores, um aspeto mosqueado, que oscila em tons que vão do branco ao marrom. Essa diversidade de cores e texturas está relacionada ao material genético e aos processos intempéricos e pedológicos ocorridos sobre esses sedimentos (Araújo, 2012).

O Grupo Barreiras constitui uma cobertura sedimentar terrígena continental e marinha (Arai, 2006), de idade miocênica a pleistocênica inferior (Suguio e Nogueira, 1999; Vilas Boas *et al.*, 2001). O Grupo Barreiras, por ser praticamente destituído de vestígios fósseis, possui previsão do tempo de origem dificultada (datação). Em todo caso, em que se pesem as dúvidas sobre a origem do referido grupo, considera-se que, pelo menos a última grande mobilização de seus sedimentos, parece ser mais recente que o Mioceno. Para endossar a evidência, encontram-se repousando sobre os depósitos marinhos cretácicos do Recôncavo Baiano (Vilas Boas, 1996), bem como em Sergipe, Alagoas, Pernambuco, Paraíba, Pará, Maranhão e Rio Grande do Norte.

A espessura da Formação Barreiras no Estado da Paraíba pode chegar a cerca de 80m (Leal e Sá, 1998). No município de João Pessoa a espessura média é da ordem de 40m, podendo alcançar um máximo de 50m, em algumas áreas da porção centro-sul da atual cidade. As menores espessuras ocorrem na porção oeste e norte do sítio inicial da cidade, onde chega a ter largura entre 20 e 30m. Afora essas médias, que foram feitas com referência aos topos dos tabuleiros, apenas nos vales fluviais ocorrem espessuras menores ou inexistente essa formação, aflorando o calcário sotoposto de Formação Gramame. É o caso, por exemplo, da porção oeste do município de João Pessoa, local onde foi iniciada a cidade de Nossa Senhora das Neves (Fig. 3).

2.2 – Terrenos cársticos

Conforme Oliveira (2001), o município de João Pessoa possui formas de relevo que se diferenciam pelas evidências de morfologia resultante de subsidência por efeito cárstico. Com base em análise de fotografias aéreas e cartas planialtimétricas, foi possível identificar setores com evidências dessas morfologias, originadas por abatimento do calcário em subsuperfície. Tais características podem estar relacionadas a movimentos tectônicos cujas falhas resultantes alteraram a morfologia dos calcários logo abaixo da superfície. Em função dessas alterações, os sedimentos da Formação Barreiras sofreram subsidência local ocasionada pela dissolução química dos calcários impulsionada por uma maior percolação da água nos planos de falhas do calcário.

Do ponto de vista ambiental, os terrenos cársticos, pela franca e rápida drenagem com que podem propiciar a comunicação entre águas superficiais e águas subterrâneas, obrigam um redobrado cuidado para que se evite a contaminação do lençol freático por poluentes urbanos, industriais ou rurais de superfície.

Estas informações apontam para um caminho que nutre a necessidade de outros estudos ainda mais aprofundados, destacando a importância deste fato para o planejamento territorial e urbano da cidade de João Pessoa, que tem grande parte de sua área assentada sobre a Formação Barreiras sobreposta aos calcários intensamente falhados da Formação Gramame.

2.3 – Lençol freático

De uma maneira geral, o lençol freático na região de João Pessoa acompanha a topografia da superfície, mas de forma bem menos irregular do que esta (Gilluly *et al.*, 1968). Assim faixas de transição entre as unidades foram definidas pela proximidade das curvas de nível, ou seja, nos locais onde as curvas são mais próximas, o que indica maior inclinação, a faixa de transição foi considerada menor ou nula e nos locais onde as curvas são mais espaçadas foi definida uma faixa maior de transição.

Os solos existentes sobre tabuleiros, por se terem desenvolvido nos sedimentos arenosos da Formação Barreiras e em ambiente de clima quente e úmido, que potencializa a dissolução dos minerais mais vulneráveis, tendem a concentrar superficialmente níveis arenosos.

Em relação a profundidade do lençol freático, cerca de 70% das áreas do município possuem profundidades superiores a 15m, caracterizando áreas favoráveis a ocupação urbana.

Admite-se, também, que o principal sistema de aquífero na área de trabalho corresponde às rochas clásticas do Grupo Barreiras. A espessura média deste sistema de aquífero é de 42m.

O aquífero Gramame, referente aos calcários, produz quantidade reduzida de água subterrânea e de qualidade química medíocre. Sua alimentação se faz verticalmente: ascendente, quando proveniente do aquífero Beberibe e descendente, a partir do Barreiras ou dos sedimentos quaternários. As possibilidades de uma circulação cárstica existem nos calcários puros, mas a permeabilidade média é sempre baixa, uma vez que as camadas margosas são predominantes.

3 – CARACTERIZAÇÃO DA ROCHA CALCÁRIA DA FORMAÇÃO GRAMAME

Na literatura podem ser encontrados alguns trabalhos de caracterização física e mineralógica da rocha calcária no Brasil, realizados por Silva (2006) e Dantas *et al.* (2011). Mas não existem trabalhos direcionados especificamente para os calcários originários da Formação Gramame, presentes na região leste da Paraíba.

A caracterização é uma etapa importante, pois permite identificar propriedades e aplicabilidade nos diferentes usos. Dantas *et al.* (2011) efetuaram a caracterização da rocha calcária, coletada na região de Touros/RN, e esta apresentou mais de 95% de óxido de cálcio. Silva (2006) caracterizou a rocha calcária, para o programa de fomento ao segmento de produção de calcário no Estado do Paraná, através de amostras representativas das rochas carbonáticas exploradas naquele Estado. A rocha é classificada como rocha calcária sedimentar, homogênea, de cor cinza-escura, sem estrutura aparente e baixa porosidade (maciça). Apresenta como principais características a cor, granulometria muito fina (<0,1mm), constituída essencialmente por carbonato de cálcio. Os valores de sílica e alumina permitem aventar a existência de quartzo e, provavelmente, feldspato ou epidoto. Tem estrutura maciça. Em seu estado microfissural possui importantes fraturamentos que se encontram preenchidos por calcita, consequência de processos de remobilização de carbonato de cálcio. A rocha calcária apresentou massa específica real de 2,7t/m³, índice de absorção de água de 0,14% e perda de massa (abrasão Los Angeles) de 16,4%.

A caracterização da rocha calcária da formação Gramame englobou ensaios de laboratório para a determinação da massa específica (seca, saturada e aparente), testes de abrasão, ensaios de absorção de água, ensaios de compressão simples e análises físicas das dimensões e massa dos corpos de prova, com diversos tempos de secagem e saturação, além de ensaios de difração de raios-X e microscopia eletrônica de varredura (MEV). Amostras foram coletadas de fundações superficiais de obras de pequeno porte do município de João Pessoa, executadas em diferentes tempos, com a abertura de furos a trado no lado das fundações e raspagem da parte superficial. Um total de 43 amostras foram coletadas em 7 pontos diferentes, cujas localizações estão apresentadas na Fig. 4. Devido ao longo tempo em que foram construídas, boa parte das casas foi trocada de proprietários e não estão mais na posse das pessoas que as construíram, dificultando assim a localização da origem das jazidas onde foram adquiridas as rochas usadas nas suas fundações. Em 29 dos pontos visitados, cujas casas ainda são resididas pelos construtores, pode-se constatar que elas são de jazidas de João Pessoa, extraídas da Formação Gramame. Para as demais, em número de 14 fundações analisadas, tendo em vista que o uso da rocha calcária é um substituto de outras rochas inexistentes na região, não existe sentido achar que essas rochas não sejam também oriundas da Formação Gramame.

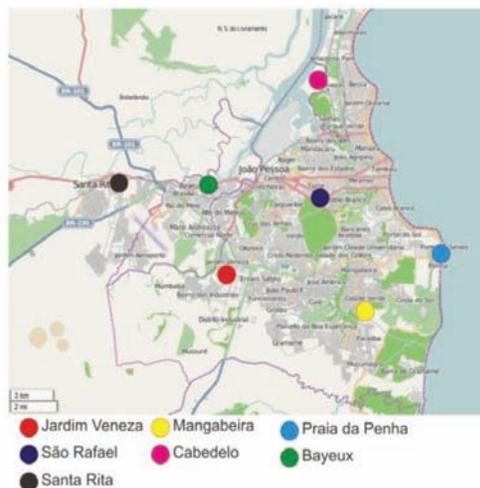


Fig. 4 – Localização das sondagens realizadas.

3.1 – Ensaios para determinação de massa específica

Para os ensaios para a determinação da massa específica real e aparente dos grãos e de absorção de água foram utilizadas 3 amostras de rocha calcária, que foram quebradas em fragmentos, com diâmetro médio de 5mm, a fim de se adequar à norma NBR NM 53/03 (2003) para tais ensaios. Os resultados destes ensaios são apresentados no Quadro 1. De acordo com Oliveira (2012), os resultados dos ensaios de caracterização da massa específica permitem classificar a rocha calcária como um “material pesado”, pois possui densidade superior a $2,00\text{g/cm}^3$. Silva (2006) obteve um valor $2,7\text{g/cm}^3$ de massa específica. Para outros tipos de rochas os valores de massa específica citados na literatura são (ρ_s) de $2,25$ a $2,9\text{g/cm}^3$ (Serra Junior e Ojima, 1998; Lima, 2006), massa específica saturada (ρ_w) varia de $1,9$ a $2,75\text{g/cm}^3$ (Altoé, 2013; Barbosa, 2008) e massa específica aparente (ρ_a) varia de $2,01$ a $2,57\text{g/cm}^3$ (Pinho, 2003). Os resultados de massa específica obtidos para a rocha calcária do presente trabalho foram similares aos descritos na literatura e indicaram ainda que a rocha calcária possui densidades similares a outros tipos de rochas usadas como materiais de construção no Brasil (gnaisse, granitos, basaltos, dioritos, etc.).

3.2 – Ensaio de absorção de água

Quanto aos ensaios de absorção de água, a literatura relata dados obtidos para rochas ornamentais, de revestimento e agregados. A maioria destes ensaios é feita após a lapidação da rocha (lixamento e alisamento), operações estas que podem vedar os poros da superfície. Para o caso da rocha calcária, Silva (2006) realizou teste de absorção de água em jazidas de calcário calcítico do estado do Paraná, situado na região Sul do Brasil, e encontrou valores de $0,14\%$, bem abaixo dos valores encontrados no presente trabalho descritos no Quadro 1. Dados de ensaios de absorção obtidos para outras rochas indicaram absorção de água entre $0,13\%$ e $1,45\%$, conforme trabalhos de Vieira *et al.* (2008), Barbosa (2008), Sandrini e Caranassios (2007), Pinho (2003), Altoé (2013) e Barison (1997).

Quadro 1 – Ensaio de massa específica seca (ρ_s), massa específica saturada (ρ_w), massa específica aparente (ρ_a) e absorção de água.

Ensaio	$\rho_s(\text{g/cm}^3)$	$\rho_w(\text{g/cm}^3)$	$\rho_a(\text{g/cm}^3)$	Absorção (%)
Amostra 1	2,47	2,38	2,31	3,00
Amostra 2	2,54	2,27	2,27	5,00
Amostra 3	2,49	2,34	2,24	4,00
Média	2,50	2,33	2,27	4,00

3.3 – Ensaio de abrasão de “Los Angeles”

Os resultados do ensaio de abrasão de “Los Angeles” (NBR 6465/84, 1984; DNER ME-035/98, 1998) indicaram um valor de 49,68%, valor este próximo do limite máximo estabelecido pela norma NBR 7211/09 (2009), que é de 50%. Este valor de abrasão é superior aos relatados na literatura, de 16,4% para a rocha calcária (Silva, 2006) e entre 19,8% a 44,2% para demais tipos de rocha (Bessa *et al.*, 2011).

3.4 – Ensaio de compressão simples e análises físicas

Os ensaios de compressão simples e respectivas análises físicas (medições e pesagem) foram realizados com o objetivo de verificar a variação da resistência da rocha calcária em diversos tempos de saturação e secagem. A obtenção dos testemunhos (corpos de prova) foi feita em blocos de rocha de até 0,5m de diâmetro (Figs. 5, 6 e 7) e obedeceram a critérios estabelecidos pela norma NBR NM 7680/07 (2007). Um total de 28 corpos de prova foi obtido, sendo utilizados em 7 ensaios, com quatro repetições.

Os testemunhos foram posteriormente conduzidos a uma máquina de serrar pedras, para aparar as pontas e obter uma altura de 125mm, dentro dos limites estabelecidos pela norma citada (Fig. 8).

Com a finalidade de observar o efeito do tempo de saturação sobre a resistência e o fenômeno de dissolução da rocha calcária, foram feitos 7 ensaios com diferentes tempos de secagem e umedecimento, com quatro repetições por ensaio (total de 28 corpos de prova). O tempo máximo de saturação foi de 270 dias. Todos os corpos de prova foram inicialmente mergulhados em água. Foram rompidos a cada 3 meses nos seguintes intervalos: 0, 3, 6 e 9 meses. Os resultados de resistência à compressão simples nos 28 corpos de prova, juntamente com as dimensões iniciais, as dimensões finais, pesagem dos corpos de prova, tempos de secagem e tempos de umedecimento são apresentados no Quadro 2.



Fig. 5 – Jazida do Bairro do Roger.



Fig. 6 – Máquina de extração de testemunhos.



Fig. 7 – Blocos de rocha para extração dos testemunhos.



Fig. 8 – Corpos de prova com dimensões de acordo com a NBR NM 7680/07 (2007).

Os ensaios 1e, 2e, 4e, foram rompidos com tempos de saturação de 0, 3 e 6 meses, respectivamente, com tempo de secagem igual a zero. Os ensaios 6e e 7e foram rompidos com tempo de saturação de 9 meses e tempo de secagem igual a zero (desprezando as 24 horas de secagem antes do rompimento). O ensaio 3e foi rompido com o mesmo tempo de saturação do ensaio 2e (3 meses), mas com um tempo de secagem de 6 meses. O ensaio 5e foi rompido com o mesmo tempo de saturação do ensaio 4e (6 meses), mas com um tempo de secagem de 3 meses.

A média dos resultados de cada ensaio, com as respectivas resistências médias pode ser visto no Quadro 3. A análise efetuada pela média dos resultados de cada ensaio mostrou que houve uma disparidade nos valores de resistência dos corpos de prova de um mesmo ensaio. Por exemplo, no ensaio 1e, o corpo de prova nº 4, rompeu com 13,70MPa, valor este abaixo da média da resistência dos outros 3 corpos de prova (nº 1, 2 e 3) que foi de 17,68MPa, que reduziu a resistência média total do ensaio, sendo observado comportamento semelhante nos demais ensaios. Estas discrepâncias podem ter ocorrido devido aos diferentes ângulos de clivagem e estado de sanidade da rocha dos corpos de prova. Como resultado, os valores de resistência à compressão simples variaram entre 11 e 31MPa, dificultando uma conclusão sobre a capacidade da rocha de resistir a esforços externos em todas as situações experimentadas. A resistência média à compressão simples obtida no conjunto de corpos de provas foi de 17,88MPa (Fig. 9). A resistência média à compressão simples dos corpos secos sem saturação foi de 16,69MPa (Fig. 10), considerada baixa pela influência do corpo de prova nº 4 que teve resultado atípico. A resistência média à compressão simples dos corpos de prova saturados foi 18,32MPa (Fig. 11) e dos corpos que passaram por estágios de saturação e secagem foi de 19,57MPa (Fig. 12). Em todos os casos observa-se que não houve aumentos ou decréscimos consideráveis de resistência com a variação do tempo de saturação ou de secagem.

Quadro 2 – Resultados dos ensaios de compressão simples e de análise física.

Ensaio	Nº	Medidas iniciais			Datas			Medidas finais			RC (MPa)
		Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Massa (g)	Mergulho	Retirada	Rompimento	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Massa (g)	
1e	1	102,5	124,0	2339,3	26/02	27/02	28/02	102,5	124,0	2339,3	18,42
	2	101,2	123,5	2372,3	26/02	27/02	28/02	101,2	123,5	2372,3	16,16
	3	101,7	124,0	2396,1	26/02	27/02	28/02	101,7	124,0	2396,1	18,47
	4	101,1	126,0	2388,4	26/02	27/02	28/02	101,1	126,0	2388,4	13,70
2e	5	102,2	125,0	2455,7	26/02	29/05	30/05	101,7	124,4	2460,1	17,07
	6	102,3	122,5	2306,4	26/02	29/05	30/05	101,2	121,5	2311,3	11,44
	7	102,2	127,0	2400,7	26/02	29/05	30/05	101,2	126,6	2404	20,48
	8	102,2	124,0	2392,0	26/02	29/05	30/05	101,3	123,4	2401,3	11,95
3e	9	102,2	124,0	2383,1	26/02	29/05	28/11	101,1	123,8	2287,8	21,94
	10	102,2	125,4	2412,3	26/02	29/05	28/11	101,2	125,2	2317,7	19,02
	11	102,6	125,8	2397,2	26/02	29/05	28/11	101,4	125,4	2307,5	15,72
	12	102,6	125,0	2396,9	26/02	29/05	28/11	101,0	124,2	2297,3	24,43
4e	13	102,2	124,0	2401,8	26/02	28/08	29/08	100,9	123,0	2406,5	31,21
	14	101,5	125,0	2354,4	26/02	28/08	29/08	100,7	123,3	2369,9	16,56
	15	101,9	126,0	2382,9	26/02	28/08	29/08	101,1	122,5	2384,4	12,75
	16	101,9	122,0	2283,4	26/02	28/08	29/08	101,2	120,2	2306,2	19,37
5e	17	101,9	126,0	2273,2	26/02	28/08	28/11	101,1	125,3	2122,2	18,58
	18	101,9	125,0	2370,7	26/02	28/08	28/11	101,2	124,1	2269,2	21,83
	19	101,9	124,8	2394,1	26/02	28/08	28/11	100,5	124,4	2298,8	23,79
	20	101,9	125,0	2420,9	26/02	28/08	28/11	101,2	124,8	2332,9	22,81
6e	21	101,9	127,0	2383,7	26/02	27/11	28/11	101,2	125,0	2343,1	15,70
	22	101,9	126,0	2376,2	26/02	27/11	28/11	101,0	124,0	2392,8	24,16
	23	101,9	126,0	2369,1	26/02	27/11	28/11	100,7	124,4	2384	15,94
	24	101,9	125,0	2397,2	26/02	27/11	28/11	101,1	124,4	2403,9	12,39
7e	25	101,2	125,0	2364,6	26/02	27/11	28/11	100,3	124,8	2379	11,19
	26	102,2	127,0	2281,3	26/02	27/11	28/11	100,8	125,5	2303	12,13
	27	101,9	127,0	2384,6	26/02	27/11	28/11	101,3	124,8	2401,2	17,78
	28	101,5	126,0	2400,9	26/02	27/11	28/11	101,1	124,9	2406,1	15,70

RC – Resistência à compressão simples.

Quadro 3 – Resumo dos resultados médios por tempo de saturação.

Ensaio	Data do ensaio	Tempo de saturação (meses)	Tempo de secagem (meses)	Resultado (MPa)
1e	28/02	0	0	16,69
2e	30/05	3	0	15,23
3e	28/11	3	6	20,28
4e	28/08	6	0	19,97
5e	28/11	6	3	21,75
6e	28/11	9	0	17,04
7e	28/11	9	0	14,20

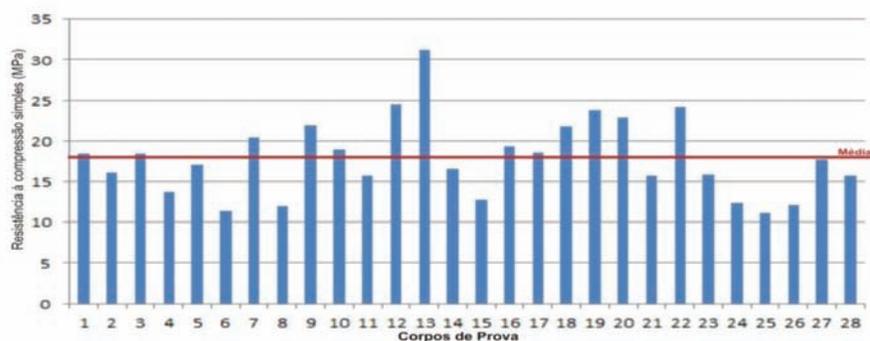


Fig. 9 – Resistência à compressão simples de todos os corpos de prova ensaiados.

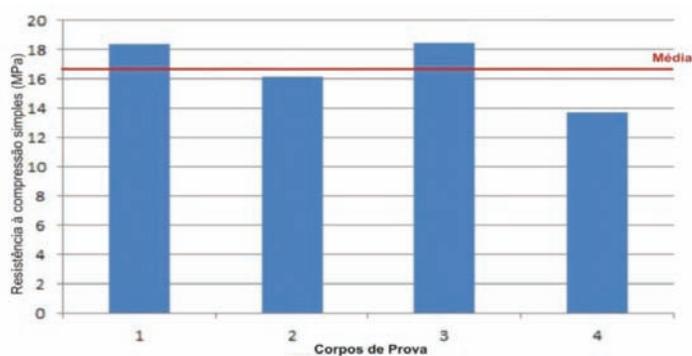


Fig. 10 – Resistência à compressão simples dos corpos de prova secos sem saturação.

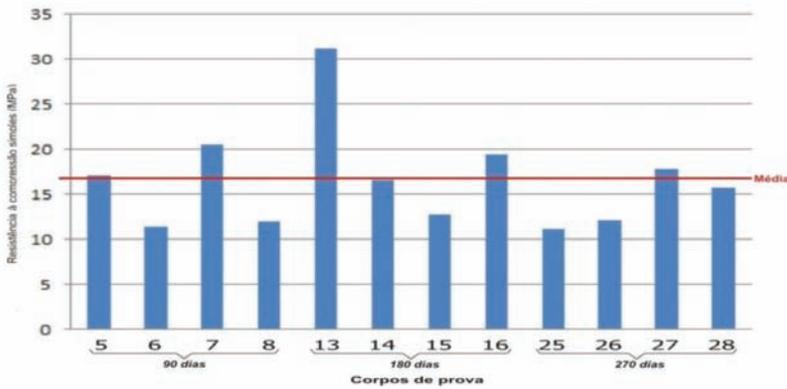


Fig. 11 – Resistência à compressão simples dos corpos de prova saturados.

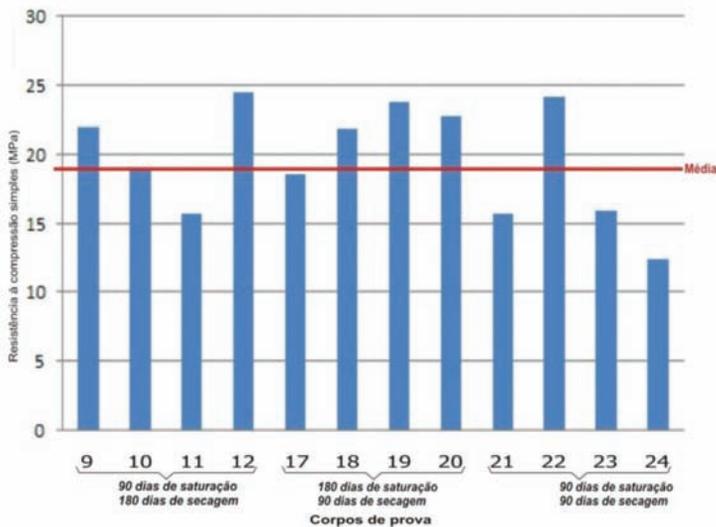


Fig. 12 – Resistência à compressão simples dos corpos de prova saturados e secos.

Mais importante que os resultados de resistência à compressão foi verificar na análise física o desgaste dos corpos de prova com o tempo, através da medição das dimensões e pesagem antes do rompimento na prensa de compressão. Ficou patente a redução no diâmetro e altura dos corpos de prova (Figs. 13 e 14), no peso (Fig. 15), indicando o desgaste da rocha calcária quando em contato com a água, mesmo tendo sido submetidos a tempos relativamente curtos de saturação. Análises visuais ainda indicaram que os corpos de prova submetidos a tempo de saturação igual ou superior a 3 meses (dos ensaios 2e, 3e, 4e, 5e, 6e e 7e) apresentaram a formação de um líquido viscoso esbranquiçado e as faces dos corpos de prova ficaram com textura porosa e abrasiva após a lavagem em água corrente, antes de serem levados ao rompimento.

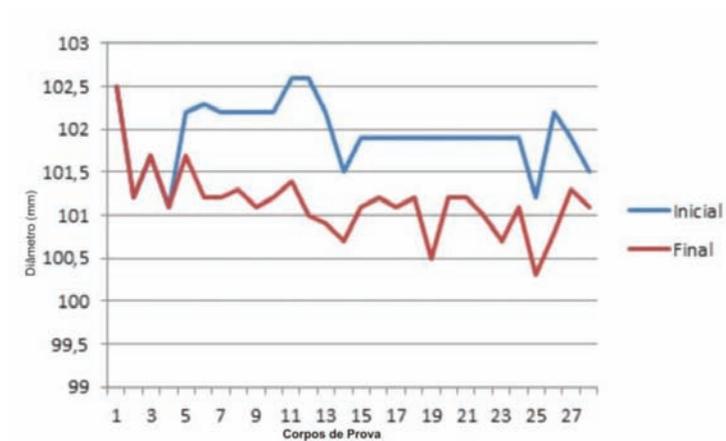


Fig. 13 – Diâmetro dos corpos de prova antes da saturação (inicial) e na data do ensaio (final).

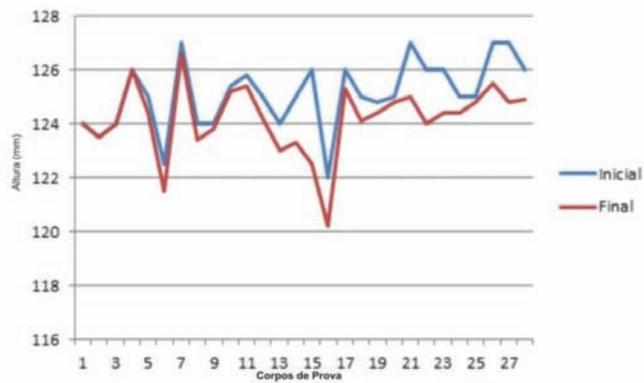


Fig. 14 – Altura dos corpos de prova antes da saturação (inicial) e na data do ensaio (final).

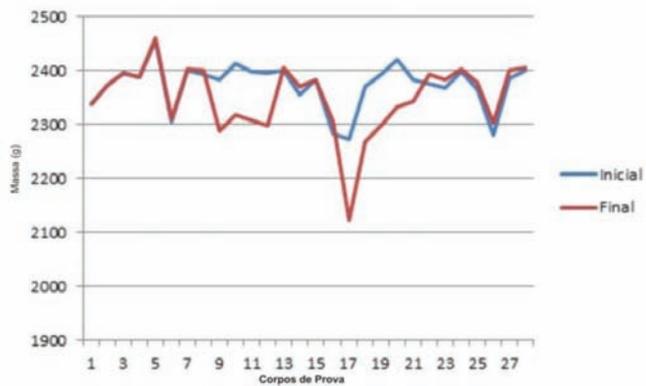


Fig. 15 – Massa dos corpos de prova antes da saturação (inicial) e na data do ensaio (final).

3.5 – Análise de microscopia eletrônica

A amostra de calcário retirada da jazida da Pedreira do Galego, localizada no Bairro do Roger em João Pessoa – PB, foi submetida ao ensaio de microscopia eletrônica de varredura (MEV), pelo laboratório do Departamento de Geologia da Universidade Federal do Ceará. Foram analisados 3 pontos distintos da amostra, que permitiu identificar a composição da rocha (Quadro 4). Apresenta-se abaixo apenas o resultado do percentual de composição do elemento na constituição do material, já incorporada a presença do oxigênio, por constituir na única informação necessária à análise do material. Os resultados indicaram que a amostra apresentou uma grande quantidade de óxido de cálcio (CaO) e dióxido de carbono (CO₂), representando quase 90% da composição da amostra, que formam o carbonato de cálcio (CaCO₃), o principal elemento das rochas calcárias.

Quadro 4 – Resultados do MEV pelo percentual de composição para amostras coletadas na jazida do Galego.

Elemento	Fórmula	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Média
Dióxido de carbono	CO ₂	40,186	32,586	48,420	40,397
Óxido de magnésio	MgO	1,337	2,714	0,760	1,604
Óxido de alumínio	Al ₂ O ₃	1,821	2,639	0,910	1,790
Dióxido de silício (Silicato)	SiO ₂	3,744	5,635	1,902	3,760
Pentóxido de fósforo	P ₂ O ₅	0,000	4,495	0,000	4,495
Óxido sulfúrico	SO ₃	1,294	1,835	1,220	1,450
Óxido de potássio	K ₂ O	0,621	0,911	0,000	0,766
Óxido de cálcio (Cal)	CaO	50,996	49,185	46,790	48,991
Total		100	100	100	100

Foram realizados ensaios de microscopia eletrônica de varredura no Laboratório do Departamento de Engenharia de Produção da Universidade Federal da Paraíba em cinco amostras coletadas nos ensaios de campo de fundações superficiais já executadas, com diferentes tempos, cujos resultados são apresentados no Quadro 5. O equipamento utilizado nestes ensaios não deteta gases como oxigênio e dióxido de carbono e, por este motivo, apresentam-se os resultados do peso de cada elemento individualmente, desconsiderando as suas ligações com esses gases.

Através da análise dos resultados obtidos, considerando que o dióxido de carbono (CO₂), não é detetado no aparelho, mas que ele está presente em ligações com os elementos detetados na rocha, verifica-se que os materiais das fundações superficiais são de uma rocha calcária com maior quantidade de carbonato de sódio (NaCO₃) na amostra 5 (cerca de 40%) e carbonato de cálcio nas demais amostras (40 a 76 %).

Conforme verificado na literatura, o carbonato de cálcio (CaCO₃) é um mineral inorgânico quimicamente inerte com características alcalinas, sendo bastante abundante e importante no ciclo do carbono. No processo de carbonatação natural, o CaCO₃ é o mineral que mais imobiliza o CO₂ lançado na atmosfera. Este mineral é tido como o responsável por manter constante o pH das águas naturais. A combinação do carbonato de cálcio com águas acidificadas pelo próprio CO₂ produz a combinação que gera o bicarbonato de cálcio, responsável direto pela existência de dissoluções da rocha calcária.

À luz dos resultados químicos para essas amostras extraídas das fundações, verificou-se que não houve alteração considerável no estado das rochas, que mantiveram a sua composição original. Nas sondagens para extração de amostras das fundações antigas, foram feitos exames táteis e visuais no material encontrado e também não se percebeu qualquer mudança significativa na rocha que merecesse cuidados especiais.

Quadro 5 – Resultados de MEV das amostras colhidas de fundações superficiais executadas.

Elemento	Símbolo	Amostra 1	Amostra 2	Amostra 3	Amostra 4	Amostra 5
Sódio	Na	0,406	2,734	4,762	1,986	39,418
Magnésio	Mg	3,652	3,606	3,208	9,464	4,204
Alumínio	Al	1,338	1,844	2,084	2,526	4,204
Silício	Si	10,966	6,356	14,154	12,762	17,400
Fósforo	P	1,182	2,980	3,074	2,300	11,986
Enxofre	S	2,448	2,668	7,436	4,528	11,326
Potássio	K	2,448	1,392	1,074	2,496	4,244
Cálcio	Ca	40,592	76,154	59,554	59,578	3,602
Ferro	Fe	36,970	2,200	4,654	4,362	3,780
Total		100	100	100	100	100

3.6 – Análise de difração de raios-X

Ensaio realizado por difração de raios-X em amostras retiradas na jazida do Galego, cujos resultados são apresentados no Quadro 6, indicaram uma presença de 85% de óxido de cálcio (CaO), que, ao interagir com o dióxido de carbono (CO₂), não detectado no ensaio, forma o carbonato de cálcio (CaCO₃), bastante similar aos resultados obtidos na microscopia eletrônica de varredura.

Quadro 6 – Resultado da difração de raios-X na amostra da jazida do Galego.

Elemento	Fórmula	Massa (mg)	Composição (%)
Óxido de alumínio	Al ₂ O ₃	113	1,5953
Dióxido de silício (silicato)	SiO ₂	114	5,7798
Pentóxido de fósforo	P ₂ O ₅	115	0,5799
Trióxido de enxofre	SO ₃	116	0,5452
Cloro	Cl	17	0,0185
Óxido de potássio	K ₂ O	119	1,2902
Óxido de cálcio (cal)	CaO	120	85,589
Óxido de manganês	MnO	125	0,1212
Óxido de ferro	Fe ₂ O ₃	126	4,2007
Óxido de estrôncio	SrO	138	0,1104
Óxido de cádmio	CdO	148	0,1701

4 – CONCLUSÕES

Como era proposta deste trabalho foi feita a avaliação do calcário tanto como material extraído, industrializado ou não, para uso como agregado na construção civil e como material consolidado integrante do subsolo que serve de fornecedor de matéria prima para a Construção Civil e como suporte para fundações.

Em relação ao uso de materiais calcários como agregado da construção civil, que constitui principal objetivo deste trabalho, os ensaios físicos, químicos e de campo desenvolvidos mostraram que a rocha calcária tem uma caracterização de massa específica compatível com as demais rochas, porém com alto índice de absorção de água, bem superior às demais rochas usadas na construção civil. Mostrou ainda que se trata de rocha de baixa resistência à abrasão e à compressão simples. Não foram constatados maiores problemas nas análises de fundações já realizadas com o material, mas os ensaios químicos mostraram a forte tendência da rocha, que é usada maciçamente em pequenas construções, à dissolução na presença de meio aquoso.

A par do que a literatura fala a respeito e dos resultados alcançados nos ensaios desenvolvidos, pode-se afirmar com segurança, em comparação com as obras de fundações já consagradas, levando em conta os ensaios químicos efetuados e os ensaios de compressão, que o material extraído dá a certeza de que a rocha não é adequada para utilização em concretos, sobretudo aqueles

em que as normas exigem tensões acima de 13,7MPa (menor valor da resistência à compressão simples dos testemunhos ensaiados, conforme Quadro 2 – Ensaio 1e), como, por exemplo, as estruturas de concreto armado, cuja norma NBR 8953/92 (1992), exige traços superiores a 15MPa (grupo I - C15). A conclusão é óbvia, devido à constatação de que o agregado graúdo não pode ter resistência inferior às exigidas pelo elemento estrutural ou de fundação. Os ensaios de compressão simples realizados denunciam essa realidade de muito baixa resistência da rocha calcária, conforme classificação de Deere e Miller (1966).

Embora seja cultura dentro da Engenharia Civil de dar importância exclusiva para os aspectos de resistência dos materiais usados na construção civil, não se pode descuidar de outros aspectos que envolvem esses materiais. Os ensaios de compressão simples realizados neste trabalho eram necessários porque se tinha por obrigação verificar a capacidade da rocha em suportar as cargas que são exigidas quando usadas em elementos estruturais e de fundação e, principalmente, porque se desejava suplementarmente estudar se a rocha sofreria alterações de resistência dignas de nota, quando submetidas a ambientes de saturação. A primeira parte desse objetivo foi satisfeita com a conclusão de que se trata de uma rocha considerada fraca, com riscos para ser usada como agregado de concretos de elementos tanto estruturais quanto de fundações. Mas na segunda intenção, de verificar modificações da resistência nos meios saturados, não foi constatada a hipótese de alterações, ao contrário, salvo problemas com a retirada dos testemunhos, concernentes ao ângulo de clivagem e estado de sanidade, mostraram uma ligeira melhora na resistência, tanto nos casos saturados quanto nos casos de saturação e secagem. Assim sendo os ensaios de compressão simples tiveram importância nos resultados, mas não representaram fator fundamental nas conclusões deste trabalho.

Como o objetivo primordial do trabalho era de avaliar a importância da presença da água nos elementos constituídos de agregados de rocha calcária, as análises físicas dos corpos de prova, representados pela medição e pesagem, e os ensaios de absorção e químicos, representaram importância maior nos trabalhos desenvolvidos, na medida em que constataram a sua capacidade de absorção de água muito alta, mostrando que se trata de uma rocha com alta porosidade, cujo uso pode ser comprometido na condição saturada, tendo em vista verificar nos resultados dos ensaios realizados que a água, mesmo sem a adição de produtos que aumentasse a sua acidificação, produziu efeitos bastante danosos sobre a rocha, com visível redução drástica nas suas proporções e massa. Isto, embora não se tenha verificada redução na sua resistência à compressão simples, determina riscos enormes, quando usados em estruturas de concreto sujeitas à umidade constante, devido a vazios internos que poderão ocorrer nos elementos estruturais ou de fundações pela dissolução que a rocha está sujeita nesses casos. Consideram-se assim satisfeitos os objetivos do presente trabalho que era verdadeiramente de provar esse risco de uso do calcário em meio aquoso.

Todavia, inobstante os problemas localizados, conclui-se também que é admissível o seu uso na forma de concreto ciclópico em fundações superficiais, como, aliás, é muito usual na região de João Pessoa, exclusivamente para construções de pequeno porte, assim observadas aquelas de um único pavimento, por não demandarem tensões acima das admitidas pela rocha, e localizadas em áreas sem nenhum risco de permanência de saturação ou com pouca probabilidade de alagamentos. Esta conclusão é retirada do fato de que os ensaios de campo de análise das fundações existentes não detetaram maiores problemas. Recomenda-se, entretanto, que no processo construtivo adotado costumeiramente na região não seja negligenciada a adição de elemento aglomerante no agregado fino usado para preenchimento dos espaços vazios entre as rochas de granulação alta.

Os ensaios e pesquisas realizados mostraram também outros riscos suscetíveis na área estudada, em decorrência da presença da camada de rocha calcária da Formação Gramame e de lençóis freáticos e aquíferos sobrepostos e sotopostos a ela. Com o uso das informações obtidas através dos perfis litológicos da região da Grande João Pessoa, dos ensaios e levantamentos realizados, que constituíram a base das informações geológicas da subsuperfície na área em estudo, e de avaliação do material objeto de estudo, é mister levar em conta algumas considerações.

O levantamento da área do substrato rochoso da região metropolitana de João Pessoa e adjacências, visando detectar as profundidades de tipos de camadas com a presença de rochas calcárias, detetou que toda a região é assentada sobre uma plataforma de rochas denominada Formação Gramame, constituída integralmente por calcários, cuja constituição básica é o carbonato de cálcio, sobreposta por materiais inconsolidados da Formação Barreiras, cujas profundidades variam entre 20 a 50 metros (largura aproximada da Formação Barreiras), sendo que, em função do relevo determinado por processos erosivos da Formação Barreiras, essas rochas podem aflorar em determinadas partes da área.

Foi constatado, contudo, que a Formação Gramame está muito bem definida em toda a área leste do Estado da Paraíba. Comprova-se ainda que ela está sobreposta a materiais cristalinos naturais originários de rochas de origem magmáticas ou metamórficas, denominado de Formação Beberibe, cuja profundidade é maior no leste, diminuído gradativamente para o oeste. As formações Gramame e Barreiras, por sobrepor esse cristalino, acompanham a inclinação na mesma direção. Elas vão reduzindo de tamanho e profundidade até uma distância em torno de 20km a oeste do litoral, até desaparecerem por completo.

O calcário da Formação Gramame não representa uma regularidade de contato com a Formação Barreiras de forma plana e retilínea. As irregularidades de altitudes da sua linha superior são reais e lógicas, o que leva à conclusão de que a informação sobre sua profundidade tem necessariamente de ser obtida pelos serviços de sondagem, quando da investigação geotécnica para implantação do empreendimento.

Os estudos constataram ainda que a formação Gramame está sotoposta a aquíferos de volumes consideráveis, servindo de barreira impermeabilizante para conter a infiltração do conteúdo desses aquíferos. Isto provoca uma grande elevação nos níveis freáticos de toda a região, que pode flutuar a profundidades diversas, dependendo do relevo da superfície constituída por materiais da Formação Barreiras. A separação das águas dos reservatórios naturais com o calcário se resume em uma camada delgada de material de granulação fina originário do processo de dissolução da rocha calcária, como estudado na análise dos ensaios químicos realizados. Sabendo que esses aquíferos são originários das infiltrações ocorridas na camada da Formação Barreiras, pode-se supor que esta água já chega aos aquíferos com um percentual grande de ácido carbônico (H_2CO_3), advindos da captação de CO_2 da atmosfera pelas chuvas que provocaram a infiltração e alimenta os aquíferos. Somada essa contaminação com o CO_2 liberado da reação da água com o contato com o carbonato de cálcio existente na formação do calcário, pode-se afirmar que está construído o ambiente perfeito para a geração do bicarbonato de cálcio, que é um material sem constituição sólida. Em seu lugar começam a gerar vazios que ao longo do tempo vão formar dolinas. Assim, a Formação Gramame poderá ser reduzida com o tempo dando lugar a afundamentos da camada sobreposta.

Pela ausência de tempo suficiente, pela inexistência de equipamento disponível e as dificuldades na sua construção, não foi possível fazer um ensaio que medisse a cinética desse processo, baseado na liberação do carbono, visando saber o tempo de ocorrência das dissoluções por volume de calcário em relação ao volume de água, e, além disso, não existe um estudo que comprove o início do processo em andamento, e, conseqüentemente, qual é o volume de dolinas já existentes, mas, pelos estudos efetuados neste trabalho e pelos resultados dos ensaios que mostram uma clara redução no volume do material ensaiado, constata-se a existência do fenômeno de dissolução da rocha calcária e que ele não pode ser desprezado.

É sabido também que esse processo de dolinamento ocorre muito lentamente e principia-se por pequenos vazios que ao longo do tempo vão se ampliando, comunicando-se entre si. Até que se complete, pode levar milhares de anos. Mas essas pequenas dolinas já comprometem os sobrepesos que se arvoram sobre os solos que estão sustentados por tensões geostáticas das camadas existentes sobre elas. Essas forças geostáticas que comprimem os solos inconsolidados, provisoriamente são suficientes para conter o peso próprio do material inconsolidado existente

sobre as dolinas, impedindo que ele desabe nos vazios criados, pelo menos enquanto elas ainda não possuam tamanho que desestabilize as camadas sobrepostas. Todavia, sobrecargas originárias das construções colocadas nestes locais desequilibram essas tensões e culminam com tensões extras de sobrepeso, decorrendo a possibilidade de afundamento de toda a massa de solos que se sustentam sobre as dolinas. Por ora não existem registros onde haja algum afundamento ocorrido pela simples ação do peso próprio de materiais inconsolidados existentes sobre essas dolinas. Os muitos casos registrados têm como causas as ações antrópicas e erosões, ocasionadas por cinética de percolação de águas ou decorrentes de alterações de tensões hidrostáticas e geostáticas.

Se partirmos do princípio que os bulbos de tensões de forças externas incidentes verticalmente sobre o solo podem atingir profundidades infinitas, de acordo com a solução de Carothres, mostrada por Cavalcante (2006), podemos afirmar que os empreendimentos construídos sobre maciços rochosos de calcários estarão seguros se os elementos de fundação foram calculados exclusivamente com base na resistência de fuste.

Em face disso recomenda-se que qualquer construção dentro da faixa leste da Paraíba, considerada a área de incidência da Formação Gramame, seja precedida de investigações que vão além da verificação estratigráfica dos tipos de camadas de solo, mas, que visem averiguação da profundidade da camada de rocha calcária e se já existem processos de dolinamento em formação na localidade, sendo desaconselhada a construção caso ela esteja muito próxima da profundidade dos elementos de fundação.

5 – AGRADECIMENTOS

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pelo financiamento da bolsa de estudos, aos Laboratórios de Mecânica e de Materiais (LABEME) e de Geotecnia da Universidade Federal da Paraíba (UFPB), e aos laboratórios de Geologia, de Mecânica dos Solos e Pavimentação da Universidade do Ceará (UFC), que tornaram possível a realização dos ensaios.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida, J.A.C. (2000). *Calcários recifais eocênicos da formação Maria Farinha, na sub-bacia Alhandra, Paraíba: aspectos taxionômicos, paleoecológicos, paleoambientais e estratigráficos*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Geociências. Centro de Tecnologia e Geociências da UFPE. Recife: [s.n.]. 143p.
- Altoé, W.B. (2013). *Correlação entre ensaios de índices físicos e desgastes amsler em cinco rochas ornamentais comercializadas no Estado do Espírito Santo*. XVI Jornada de Iniciação Científica, Centro de Tecnologia Mineral - CETEM, Ministério da Ciência e Tecnologia – MCT, Rio de Janeiro.
- Arai, M. (2006). *A grande elevação eustática do mioceno e sua influência na origem do Grupo Barreiras*. Geologia USP. Série Científica, São Paulo, v. 6, n. 2, pp.1-6.
- Araújo, M.E. (2012). *Água e Rocha na Definição do Sítio de Nossa Senhora das Neves, Atual Cidade de João Pessoa – Paraíba*. Tese de Doutorado em Arquitetura e Urbanismo. Faculdade de Arquitetura da Universidade Federal da Bahia, Salvador, Bahia.
- Assis, A.D. (1985). *Geologia*. Atlas Geográfico do Estado da Paraíba. C.A.G Egler *et al.* (Coord.). João Pessoa: Grafset. pp 22-23.

- Barbosa, J.A. (2004). *Evolução da bacia Paraíba durante o Maastrichtiano-Paleoceno: Formações Gramame e Maria Farinha, NE do Brasil*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Geociências. Centro de Tecnologia e Geociências da UFPE. Recife. 219p.
- Barbosa, J.A. (2007). *Deposição carbonática na faixa costeira Recife-Natal: Aspectos estratigráficos, geoquímicos e paleontológicos*. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Geociências. Centro de Tecnologia e Geociências da UFPE. Recife. 331p.
- Barbosa, D.C. (2008). *Relatório do ensaio N° 01 – Determinação da Massa Específica, Massa Específica Aparente e Absorção de Água do Agregado Graúdo*. Relatório de experiência apresentado à disciplina de Materiais para Construção Civil, Universidade de Mogi das Cruzes, Mogi das Cruzes (SP).
- Barison, M.R. (1997). *Uso de rochas em fundações de pequenas centrais hidrelétricas*. Artigos Técnicos CERPCH.
- Bessa, I.S.; Branco, V.T.F.C.; Soares, J.B. (2011). *Avaliação da Resistência ao Polimento e à Degradação de Agregados Utilizando a Abrasão Los Angeles e o Processamento Digital de Imagens*. 7º Congresso Brasileiro de Rodovias e Concessões, Foz do Iguaçu.
- Beurlen, K. (1967). *Estratigrafia da faixa sedimentar costeira Recife-João Pessoa*. Boletim da Sociedade Brasileira de Geologia. Recife: v.16, n.1, pp.43-54.
- Borges, U.N. (2004). *Mapeamento das Áreas de Conflito com a Legislação e de Riscos Decorrentes da Instalação de Postos de Combustíveis na Cidade de João Pessoa – PB Utilizando Sistema de Informação Geográfica e Sensoriamento Remoto*. Monografia de Graduação. UFPB, CCEN, Departamento de Geociências - Curso de Geografia. João Pessoa. 145p.
- Cavalcante, E.H. (2006). *Solução de Carothres*. Mecânica dos Solos II, Notas de Aula, Departamento de Engenharia Civil, Centro de Ciências Exatas, UFSE, Aracajú, Sergipe.
- Dantas, J.R.A. (1980). *Mapa Geológico do Estado de Pernambuco – Texto Explicativo*. Brasília DNPM. 2 mapas. 112p.
- Dantas, J.R.A.; Caúla, J.A.; Brito Neves, B.B.; Pedrosa, I.L. (1982). *Mapa Geológico do Estado da Paraíba, escala 1/500 000*. Campina Grande-PB, SERM/Companhia de Desenvolvimento de Recursos Minerais (CDRM). 133p.
- Dantas, T.N.C.; Dantas Neto, A.A.; Rossi, C.G.F.T.; Viana, F.F.; Santos, G.C.M.N. (2011). *Remoção de óleo pesado adsorvido em rocha calcária utilizando sistema microemulsionado*, 6º Congresso Brasileiro de Pesquisa e Desenvolvimento em Petróleo e Gás, Natal (RN).
- Deere, D.U.; Miller, R.P. (1966). *Engineering classification and index properties for intact rock*. Technical Report No. AFWL-TR-65-116. Albuquerque, NM: Air Force Weapons Laboratory.
- DNER ME-035/98 (1998). *Agregados, determinação da abrasão “Los Angeles”*. Ministério dos Transportes, Brasília (DF).
- Furrier, M. (2007). *Caracterização Geomorfológica e do Meio Físico da Folha João Pessoa – I: 100 000*. Tese de Doutorado. Departamento de Geografia, FFLCH, Universidade de São Paulo, São Paulo. 213p.

- Gilluly, J.; Waters, A.C.; Woodford, A.O. (1968). *Principles of Geology*. W.H. Freeman and Co., San Francisco, 687p.
- Goodman, R.E. (1989). *Introduction to Rock Mechanics*. 2nd ed., New York: John Wiley and Sons.
- Gopinath, T.R.; Costa, C.R.S.; Junior, M.A.S. (1993). *Minerais pesados e processos deposicionais dos sedimentos da Formação Barreiras, Paraíba*. In: Simpósio de Geologia do Nordeste, 15. Natal. Anais. Natal. Sociedade Brasileira de Geologia /Núcleo Nordeste, pp.47-48.
- Infanti Jr., N.; Fornasari Filho, N. (1998). *Processos de Dinâmica Superficial*. Geologia de Engenharia. A.M dos Santos e S.N.A. de B. Oliveira (Eds.). São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia.
- Jaboatam, A.S.M. (1861). *Novo orbe seráfico brasilico ou chronica dos frades menores da província do Brasil (c. 1761)*. Vol. II. <http://www2.senado.gov.br/bdsf/item/id/182923>. Acesso em: 30. Mar. 2012, 11:40:01. (000059999_01.pdf).
- Leal e Sá, L.T. (1998). *Levantamento geológico-geomorfológico da Bacia Pernambuco-Paraíba, no trecho compreendido entre Recife-PE e João Pessoa-PB*. Dissertação (Mestrado) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Pernambuco, Recife. 127f.
- Lima, M.A.B. (2006). *Estudo do comportamento dos Gnaisses Casablanca Juparaná Delicato e Giallo Falésia (Ceará-Brasil) em atmosfera salina*. Tese de Doutorado elaborada junto ao Curso de Pós-Graduação em Geociências – Área de Concentração em Geologia Regional para obtenção do Título de Doutor em Geologia Regional. Instituto de Ciências Exatas, Universidade Estadual Paulista, Rio Claro (SP).
- Lummertz, F.B. (1977). *Aspectos da hidráulica subterrânea na área da Grande João Pessoa*. Dissertação (Mestrado). UFPE/Escola de Geologia, Recife.
- Mabesoone, J.M.; Castro, C. (1975). *Desenvolvimento geomorfológico do nordeste Brasileiro*. Boletim do Núcleo Nordeste da SBG, Recife, v.3, pp.5-35.
- Mabesoone J.M. (1967). *Sedimentologia da faixa costeira Recife – João Pessoa*. Boletim da Sociedade Brasileira de Geologia, v. 16, n.1, pp.57-72.
- Mabesoone, J.M.; Alheiros, M.M. (1988). *Origem da bacia sedimentar costeira Pernambuco-Paraíba*. Revista Brasileira de Geociências, 18(4): 476-482.
- Mabesoone, J.M. (1994). *Sedimentary basins of northeast Brazil*. Recife UFPE/CT/DG, 310p. (Publicação Especial),1994.
- Maciel, S.M.S.R. (1980). *Contribuição ao estudo das fácies carbonáticas interdigitadas na Formação Beberibe*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco, Pós-Graduação em Geociências. 85p.
- Nakazawa, V.A.; Prandini, F.L.; Diniz, N.C. (1995). *Subsídências e colapsos de solo em áreas urbanas. Curso de Geologia Aplicada ao Meio Ambiente*. O.Y Bitar (Coord.). São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE) e Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT). Cap.3.5, pp.101-133.
- NBR 6465/84 (1984). *Determinação de abrasão Los Angeles*. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

- NBR 8953/92 (1992). *Concreto para fins estruturais - Classificação por grupos de resistência*. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- NBR NM 53/03 (2003). *Agregado Graúdo – Determinação de Massa Específica, Massa Específica Aparente e Absorção de Água*. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- NBR NM 7680/07 (2007). *Concreto – Extração, preparo e ensaios de testemunhos de concreto*. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- NBR 7211/09 (2009). *Agregados para Concreto – Especificação*. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- Oliveira, F.B. (2001). *Degradação do Meio Físico e Implicações Ambientais na Bacia do Rio Jaguaribe, João Pessoa, Paraíba*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Pós-Graduação em Geociências, Recife, Pernambuco.
- Oliveira, I. (2012). *Apostila Maco I Agregados*. Materiais de Construção Civil I, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica de Goiás.
- Oliveira, L.M. (2010). *Acidentes Geológicos Urbanos*. Curitiba: Mineropar.
- Pinho, A.B. (2003). *Caracterização geotécnica de maciços rochosos de baixa resistência*. Dissertação para obtenção do Grau de Doutor em Geologia, Universidade de Évora, Évora.
- Projeto Radambrasil (1981). Folhas SB.24/25 Jaguaribe/Natal: geologia, geomorfologia, pedologia, vegetação e uso potencial da terra. Ministério das Minas e Energia. Rio de Janeiro, v.23, 740p.
- Sandrini, I; Caranassios, A. (2007). *Caracterização tecnológica de uma rocha biotita gnaiss monzogranítico com granada*, I Jornada do Programa de Capacitação Interna, Centro de Tecnologia Mineral - CETEM, Ministério da Ciência e Tecnologia – MCT, Rio de Janeiro.
- Santos, E.J.; Ferreira, C.A.; Silva Jr., J.M.F. (2002). *Geologia e Recursos Minerais do Estado da Paraíba*. Recife: CPRM. 2 Mapas. Escala 1:500 000 (Programa Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil. Subprograma Mapas Estaduais). 142p.
- Santos, A.R. (2011). *Novo modelo geológico orienta a escolha de terrenos e o tratamento de fundações para empreendimentos na região de Cajamar (SP)*. Artigo técnico publicado no portal PINI Web.
- Serra Junior, E.; Ojima, L.M. (1998). *Caracterização e Classificação de Maciços Rochosos*. Geologia de Engenharia. A M.S. Oliveira e S.N.A. Brito, (Eds.). CNPQ/FAPESP. Cap. 13, pp.211-226.
- Silva, N.G. (2006). *Argamassa de revestimento de cimento, cal e areia britada de rocha calcária*. Dissertação apresentada como requisito parcial à obtenção de grau de Mestre. Programa de Pós-Graduação em Construção Civil – PPGCC/UFPR, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba (PR).
- Soares, W.C. (2011). *Banco de dados geológico-geotécnicos com base em sondagens à percussão e uso de SIG: análise espacial da profundidade do lençol freático e do N_{SPT} para obras de fundação em João Pessoa – PB*. Tese de Doutorado em Ciências. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos – São Paulo.

- SUDEMA (1996). Superintendência de Administração do Meio Ambiente Programa de Gerenciamento Costeiro, Estado da Paraíba: macrozoneamento costeiro, litoral sul. João Pessoa: SUDEMA (Gerenciamento Costeiro).
- SUDENE (1974a). Superintendência do Desenvolvimento do Nordeste Ministério da Integração Nacional. Mapa Topográfico de Cabedelo. s.l., Escala 1:100 000. 1 mapa.
- SUDENE (1974b). Superintendência do Desenvolvimento do Nordeste Ministério da Integração Nacional. Mapa Topográfico de João Pessoa. s.l., Escala 1:100 000. 1 mapa.
- Suguio, K.; Nogueira, A.C.R. (1999). *Revisão crítica dos conhecimentos geológicos sobre a Formação (ou Grupo?) Barreiras do Neógeno e o seu possível significado como testemunho de alguns eventos geológicos mundiais*. Revista Geociências, São Paulo, v. 18, n. 2, pp.461-479.
- Tuma, L.S.R. (2004). *Mapeamento Geotécnico da Grande João Pessoa*, Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – USP, São Paulo.
- Vieira, C.M.F.; Monteiro, S.N.; Barreto, C.G.W.; Carvalho, E.A.; Peiter, C.C. (2008). *Substituição de areia de quartzo por finos de gnaíse em massa cerâmica para telhas: teste industrial*. Laboratório de Materiais Avançados-LAMAV, Universidade Estadual do Norte Fluminense, Rio de Janeiro.
- Vilas Boas, G.S. (1996). *Sedimentos terciários e quaternários do interior*. Texto explicativo para o mapa geológico do Estado da Bahia. Salvador: Secretaria da Indústria, Comércio e Mineração: Superintendência de Geologia e Recursos Minerais.
- Vilas Boas, G.S.; Sampaio, F.J.; Pereira, A.M.S. (2001). *The Barreiras Group in the northeastern coast of the State of Bahia, Brasil: depositional mechanisms and processes*. Anais da Academia Brasileira de Ciências, v. 73, n. 3, pp.417-427.
- Wanderley, A.A.; Siqueira, L.P.; Caldasso, A.L.S. (1983). *Projeto mapas metalogenéticos e de previsão dos recursos minerais*. Folha SB.25-Y-C João Pessoa. Escala 1:250 000, v. 1. Texto e Mapas. Convênio DNPM-CPRM. Recife, 32p.

CRITÉRIOS DE ENGENHARIA PARA CLASSIFICAÇÃO DE MATERIAIS DE ESCAVAÇÃO EM VALAS

Engineering criteria for classification of trench excavation materials

Silvrano Adonias Dantas Neto*

Francisco Chagas da Silva Filho**

Adriano Frutuoso da Silva***

RESUMO – No Brasil, em obras de abastecimento de água e esgoto, a classificação dos materiais das escavações realizadas se dá em função da dificuldade que estes oferecem ao desmonte, como materiais de 1ª, 2ª e 3ª categorias, não havendo critérios de engenharia bem definidos para tal classificação. Este trabalho tem por objetivo apresentar uma proposta para classificação de materiais de escavação com base em critérios de engenharia definidos a partir de resultados de sondagens de simples reconhecimento (sondagens a trado, SPT e rotativa). Para aplicação de tal proposta, foi considerado um estudo de caso, que consistiu na classificação de materiais no Município de Coreaú, Estado do Ceará, na qual havia um conflito referente à quantificação dos materiais obtidos na escavação. Os resultados mostraram que os critérios propostos permitiram a classificação satisfatória dos materiais em função de ensaios geotécnicos correntes.

SYNOPSIS – In Brazil, excavation materials in water supply and sanitation works are classified, according to the difficulty offered by their removal, as 1st, 2nd and 3rd category materials, with no well-defined engineering criteria for such classification. This paper aims to present a proposal for excavation material classification based on engineering criteria defined from the results of simple identification surveys (Auger, SPT and rotary surveys). For the purposes of this proposal, a case study was considered that consisted of material classification in the city of Coreaú, State of Ceará, in which there was a conflict about the classification of the materials obtained from excavation. The results have shown that the proposed criteria provide a satisfactory classification of materials in function of current geotechnical tests.

PALAVRAS CHAVE – Classificação, escavações, solos, rochas.

1 – INTRODUÇÃO

Um dos aspectos mais importantes ligados aos estudos de terrenos para fins de engenharia civil é o da classificação dos seus materiais (solos e rochas), especificamente, no que se refere à definição dos parâmetros e condições que melhor representam e caracterizam uma formação do

* Professor Associado, Eng. Civil, D.Sc., Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza-CE, Brasil.
E-mail: silvrano@ufc.br

** Professor Adjunto, Eng. Civil, D.Sc., Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza-CE, Brasil.
E-mail: fchagas@ufc.br

*** Professor Adjunto, Eng. Civil, D.Sc., Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza-CE, Brasil.
E-mail: adrianofrutuoso@bol.com.br

ponto de vista geológico-geotécnico. O tipo de classificação dos materiais varia em função das características e finalidades da obra, e quaisquer que sejam os sistemas de classificação empregados para solos e rochas, estes devem ter caráter universal, estar de acordo com as características da obra, e ser baseados em prospecções geotécnicas de campo, ou laboratório.

De uma forma geral, já existem critérios de classificação universalmente aceites e divulgados, tanto no âmbito da Mecânica dos Solos – Sistema Universal de Classificação dos Solos, Sistema HRB, etc. –, como da Mecânica das Rochas – Sistema RMR, Sistema Q, etc. – conforme pode-se constatar em trabalhos como Das (2005), Brady e Brown (1993), dentre outros. Neste âmbito, merece citação o trabalho de Vaz (1996), que propôs uma classificação genética para solos e horizontes de rocha (sã a alterada) para regiões de clima tropical. Os sistemas de classificação consistem no agrupamento de materiais com características semelhantes em certas classes, ou grupos, de forma a atender às exigências técnicas com vista à execução de uma determinada obra.

Os sistemas de classificação tradicionais, citados anteriormente, apresentam pouca utilidade quando da definição, ou estimativa da capacidade de desmonte dos materiais em valas de escavação, que é o principal foco dos trabalhos desenvolvidos e apresentados neste trabalho.

Em obras que envolvem escavação de materiais, com cortes em solos e rochas, uma das formas de se classificar os materiais se dá em função da maior ou menor dificuldade que estes oferecem ao desmonte, e do tipo de equipamento utilizado. Assim sendo, mesmo não havendo critérios de engenharia bem definidos baseados em resultados de investigações geotécnicas, os materiais geotécnicos (solos e rochas) são divididos normalmente em três categorias distintas: material de 1ª categoria, material de 2ª categoria, e material de 3ª categoria.

Desta forma, este artigo tem por objetivo propor critérios de engenharia baseados em resultados de sondagens de simples reconhecimento (sondagens a trado, percussão e rotativa) que permitam de forma objetiva a classificação dos materiais em escavações para implantação, principalmente, de obras de abastecimento de água (redes urbanas e adutoras) e de esgotamento sanitário. Espera-se que a utilização de tais critérios venha a contribuir de forma significativa para a definição de orçamentos de obra que representem cada vez mais as condições geológico-geotécnicas vigentes, e diminuam, assim, os conflitos tão comuns neste tipo de obra.

2 – MATERIAIS GEOTÉCNICOS (SOLOS E ROCHAS) EM OBRAS DE ESCAVAÇÃO DE VALAS E AS SONDAGENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO

Neste trabalho, a definição dos materiais (solos e rochas) em 1ª, 2ª e 3ª categorias foi feita com base nas especificações de serviço da Companhia de Água e Esgotos do Estado do Ceará (CAGECE, 2004), especificamente na Especificação – Movimento de Terra – Grupo 4 – Revisão 3 – Página 2 – por se tratar da especificação que rege e regulamenta os serviços de escavação em solos e rochas em muitas obras de implantação de sistemas de abastecimento de água e esgotamento no Estado do Ceará, local onde foi desenvolvido este trabalho. De acordo com a referida especificação, os materiais de 1ª, 2ª e 3ª categorias são assim definidos:

a) Material de 1ª categoria:

- Solo arenoso: agregação natural, constituído de material solto, sem coesão, pedregulhos, areias, siltes, argilas, turfas ou quaisquer de suas combinações, com ou sem componentes orgânicos, e escavado com ferramentas manuais, pás, enxadas, enxadões;
- Solo argiloso: material argiloso de consistência mole, constituído de terra pantanosa, mistura de argila e água ou matéria orgânica em decomposição, removido com pás, baldes, ou “drag-line”;

b) Material de 2ª categoria:

- Solo compacto: material coeso, constituído de argila rija, com ou sem ocorrência de matéria orgânica, pedregulhos, grãos minerais, escavado com picaretas, alavancas e cortadeiras;
- Solo de moledo ou cascalho: material que apresenta alguma resistência ao desagregamento, constituído de arenitos compactos, rocha em adiantado estado de decomposição, seixo rolado ou irregular, matacões, pedras-bola até 25cm, escavado com picaretas, alavancas, cunhas;

c) Material de 3ª categoria:

- Rocha branda: material com agregação natural de grãos minerais, ligados mediante forças coesivas permanentes, apresentando grande resistência à escavação manual, constituído de rocha alterada, pedras-bola com diâmetro acima de 25cm, matacões, folhelhos com ocorrência contínua, e escavado com rompedores, picaretas, alavancas, cunhas, ponteiros, fogachos e, eventualmente o uso de explosivos;
- Rocha sã desmontada a fogo: materiais encontrados na natureza que só podem ser extraídos com emprego de perfuração e explosivos, enquadrando-se as rochas duras, cujo volume de cada bloco seja superior a 0,5m³ e que seja proveniente de rochas graníticas, gnaisse, sienito, grês ou calcário duros e rocha de natureza igual ou superior à do granito.

De acordo com as definições apresentadas pode-se observar que há uma clara distinção entre as características dos materiais de 1ª e 2ª categorias, mas não entre os materiais de 2ª e 3ª categorias.

De acordo com os critérios estabelecidos na especificação da CAGECE (2004), os materiais de 1ª categoria são formados por solos cujo desmonte pode ser realizado a partir da utilização de ferramentas manuais simples, como pás, enxadas, enxadões, baldes, etc. Estes materiais são constituídos, quando granulares, por materiais soltos (baixa compactidade), e quando argilosos, por materiais de baixa consistência, que apresentam grande facilidade à escavação.

No caso dos materiais de 2ª categoria, são enquadrados os solos granulares compactos, os solos argilosos de grande consistência, além das rochas em adiantado estado de decomposição, mas que oferecem apenas alguma resistência ao desagregamento. São, portanto, materiais cujo desmonte em alguns casos ainda pode ser feito com a utilização de ferramentas manuais, como por exemplo, picaretas, alavancas, cunhas, etc., mas que apresentam elevada resistência à escavação, principalmente quando comparado à facilidade de escavação dos materiais de 1ª categoria (solos granulares soltos ou solos argilosos moles).

Pelas definições apresentadas, os materiais de 3ª categoria (rocha branda e rocha sã) são aqueles que oferecem grande dificuldade ao desmonte, sendo necessários equipamentos mais potentes e eficientes. Para as rochas brandas menciona-se ainda a utilização de ferramentas como picaretas, alavancas, talhadeiras, e até mesmo fogachos e explosivos, mas no caso das rochas sãs, o critério é bastante claro, quando se estabelece que para o seu desmonte deve-se ter a utilização de explosivos.

A investigação no campo para classificação do material em uma das três categorias descritas anteriormente não é tarefa fácil, já que não existe um sistema de classificação normalizado, nem parâmetros definidos, que permitam a classificação clara e precisa dos materiais, sendo, portanto, uma classificação bastante subjetiva, e muitas vezes só comprovada durante a execução da obra, na qual se pode constatar a real dificuldade de desmonte dos materiais. Entretanto, considerando as definições apresentadas anteriormente, e os resultados obtidos em sondagens de simples reconhecimento, pode-se relacionar a dificuldade de desmonte, ou escavação, e assim a

classificação dos materiais em 1ª, 2ª e 3ª categorias, com a dificuldade de avanço e o grau de compactidade observado para os materiais nas sondagens a trado e à percussão, e também com o nível de recuperação obtido nas sondagens rotativas, no caso dos maciços rochosos.

As sondagens a trado são perfurações feitas no terreno, normalmente utilizando-se trados manuais do tipo concha, helicoidal, cavadeira, etc. Em terrenos mais compactos, pode-se utilizar de trados acionados mecanicamente. Os trados manuais são geralmente utilizados até profundidades da ordem de 6,0 metros, e conseguem avançar em situações de terrenos com baixa compactidade e acima do nível de água, podendo ser utilizados para a realização de sondagens em materiais de 1ª categoria (trado do tipo concha e trado do tipo cavadeira) e 2ª categoria (trados helicoidais no caso de argilas de grande consistência). Em materiais granulares compactos (pedregulhos, areias, siltes, ou combinações entre eles), solos argilosos rijos a duros, que caracterizam os materiais de 2ª categoria, não é possível o avanço de uma perfuração com trados manuais, especialmente os trados manuais do tipo concha e do tipo cavadeira. Em materiais de 3ª categoria, como alterações de rocha, rochas brandas e rochas sãs, não se consegue o avanço com o trado manual, devido à incapacidade de desagregação do material pelo equipamento.

As sondagens à percussão são habitualmente utilizadas em solos e em rochas brandas. No Brasil, nas sondagens à percussão utiliza-se o equipamento do ensaio SPT (*Standard Penetration Test*, normalizado pela ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) como a NBR 6484 – Solo – Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio (ABNT, 2001).

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), o procedimento de ensaio consiste na cravação do amostrador-padrão no fundo de uma escavação realizada (revestida ou não), por meio de quedas sucessivas do martelo de 65kg, caindo de uma altura de 75cm. O valor do N_{SPT} , índice de resistência à penetração, é o número de golpes necessários para fazer o amostrador penetrar 30cm, após uma cravação inicial de 15cm. A cravação do amostrador é interrompida e o ensaio de penetração suspenso quando se obtiver penetração inferior a 5cm após 10 golpes consecutivos, ou quando o número de golpes ultrapassar 50 num mesmo ensaio, caracterizando-se assim a impenetrabilidade no ensaio SPT.

Além da definição da estratigrafia do solo, as sondagens à percussão do tipo SPT são úteis porque fornecem um valor numérico (N_{SPT}) que é um indicativo do grau de compactidade (solos granulares) ou consistência (solos finos) dos solos. A NBR 6484 – Solo – Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT – apresenta a relação entre compactidade, ou consistência, dos solos em função do valor obtido para o N_{SPT} , que representa um índice de resistência à penetração do amostrador no solo (ABNT, 2001). Conforme mostrado no Quadro 1 pode-se observar que quanto mais compacto, ou consistente, for o solo, maior será o valor do N_{SPT} .

As sondagens à percussão podem ser também utilizadas na perfuração de rochas duras, e tanto nestes materiais, como até mesmo em rochas brandas, pode-se observar que o seu avanço é muito lento, sendo muito difícil a perfuração pelo esforço de percussão aplicado. Isto mostra que este tipo de sondagem pode ser utilizado com facilidade para prospecção de materiais de 1ª categoria, e com grande dificuldade nos materiais de 2ª e 3ª categoria (rochas brandas).

Nos casos em que não se consegue o avanço na perfuração de uma rocha à percussão, ou que se deseja obter amostras contínuas deste material, para verificação do seu grau de alteração ou fraturamento, pode-se utilizar as sondagens rotativas. Segundo DNER (1997), nas sondagens rotativas com recuperação contínua de amostra, a ferramenta de perfuração é uma coroa, constituída, na maioria das vezes, por metais duros (tungstênio), ou diamante, ligada a um sistema de hastes metálicas acionadas por uma sonda rotativa mecanizada. As sondagens rotativas podem ser utilizadas com sucesso para a classificação dos materiais de 3ª categoria, definidos como rochas brandas pouco alteradas, ou rochas sãs, uma vez que nestes materiais obter-se-á um elevado grau de recuperação do material no barrilete.

Quadro 1 – Classificação dos solos quanto à compacidade ou consistência (ABNT, 2001).

Solo	Índice de resistência à penetração	Designação
Areia e silte arenoso	< 4	Fofa
	5-8	Pouco compacta
	9-18	Medianamente compacta
	19-40	Compacta
	>40	Muito compacta
Argila e silte argiloso	< 2	Muito mole
	3-5	Mole
	6-10	Média
	11-19	Rija
	>19	Dura

3 – CRITÉRIOS DE CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS DE 1ª, 2ª E 3ª CATEGORIA

De acordo com as definições apresentadas anteriormente, observa-se que os materiais definidos como 1ª categoria são formados basicamente por solos granulares (pedregulhos, areias, siltes ou quaisquer combinações) soltos, ou por solos argilosos com baixa consistência, ou seja, são materiais que apresentam grande facilidade de escavação. Nestes materiais, a escavação é feita facilmente com ferramentas manuais como pás, enxadas, baldes, etc..

Considerando a capacidade de avanço das sondagens a trado e as características de compacidade e consistência obtidas nas sondagens à percussão do tipo SPT, pode-se considerar que os materiais de 1ª categoria são solos cujo avanço nas sondagens a trado ocorre com facilidade, e que apresentam valor de N_{SPT} inferiores a 19 golpes/30cm, para solos granulares (areias e silte arenosos), e inferiores a 11 golpes/30cm, para argilas e siltes argilosos.

Os materiais definidos como 2ª categoria são formados por solos granulares (pedregulhos, areias, siltes, ou quaisquer combinações) com grande compacidade, e por argilas rijas, que apresentam grande dificuldade ao desmonte manual. Fazem parte também desta classe de materiais as rochas em estado elevado de alteração. A escavação destes materiais é realizada apenas com a utilização de ferramentas como picaretas, alavancas, cunhas, etc..

Assim sendo, pode-se considerar que as sondagens a trado, utilizando o trado concha, ou o trado cavadeira, não apresentam capacidade de avanço nos materiais classificados como 2ª categoria em virtude da sua elevada compacidade ou consistência. Por se tratar de materiais com grande compacidade/consistência são formados por areias, ou siltes arenosos, compactos a muito compactos ($N_{SPT} > 19$ golpes/30cm), ou argilas, ou siltes argilosos, rijas a muito duras ($N_{SPT} > 11$ golpes/30cm).

Os solos pedregulhosos com grande compacidade e as rochas com elevado grau de alteração podem também ser considerados como materiais de 2ª categoria, desde que seja possível a sua escavação, ou desmonte, com ferramentas como picaretas, alavancas, cunhas, etc.. No caso das rochas, a classificação se dará em função dos resultados obtidos nas sondagens à percussão e nas sondagens rotativas. Nos casos em que não for possível a penetração do amostrador-padrão do ensaio SPT, e que pelo avanço nas sondagens rotativas não forem obtidos testemunhos, o material será classificado como material de 2ª categoria, pois tratar-se-á de um pedregulho com elevada compacidade, ou uma rocha em elevado estado de alteração, cujo desmonte não pode ser feito com ferramentas manuais como pás, enxadas, mas sim por meio de ferramentas como picaretas, alavancas, ou via escavação mecanizada, sem ainda se tratar de rochas com alguma coesão (materiais de 3ª categoria).

Para a classificação dos materiais de 3ª categoria são considerados os resultados obtidos nas sondagens rotativas. Caso ocorra a impenetrabilidade do amostrador-padrão no ensaio SPT e haja qualquer recuperação do material rochoso, na sondagem rotativa que se seguirá, o material é classificado como de 3ª categoria.

O Quadro 2 apresenta um resumo dos critérios de classificação propostos para os materiais de 1ª, 2ª e 3ª categoria existentes nas escavações de vala. Convém salientar, que qualquer que seja o tipo de solo, se o avanço na sondagem pode ocorrer por meio do trado manual, o mesmo será classificado como material de 1ª categoria.

Quadro 2 – Resumo dos critérios de classificação propostos.

Material	N _{SPT} (golpes/30cm)	Recuperação (%)	Classificação
Areias e siltes arenosos	< 19	–	1ª categoria
	> 19	–	2ª categoria
Argilas e siltes argilosos	< 11	–	1ª categoria
	> 11	–	2ª categoria
Pedregulhos	< 19	–	1ª categoria
	> 19	–	2ª categoria
	Impenetrável	0,0	
Rocha alterada, alteração de rocha, ou rocha sã	Impenetrável	0,0	2ª categoria
	Impenetrável	> 0,0	3ª categoria

4 – ESTUDO DE CASO: APLICAÇÃO DA METODOLOGIA NO MUNICÍPIO DE COREAÚ

4.1 – Localização do município de Coreaú e geologia local

O município de Coreaú situa-se na porção noroeste do Estado do Ceará, limitando-se com os municípios de Sobral, Tianguá, Alcântaras, Frecheirinha, Mucambo, Meruoca e Moraújo, abrangendo uma área de 815km². Conforme dados do IPLANCE (1997) e da SRH (1992), as condições climáticas locais são definidas por temperaturas entre 19°C e 29°C, e uma precipitação pluviométrica média anual em torno de 1100 mm.

A paisagem regional tem formas suaves, fracamente dissecadas, da Depressão Sertaneja, com a presença a leste do maciço residual granítico da serra da Meruoca. As altitudes encontradas variam desde 200 até 700 metros. Solos litólicos têm a maior distribuição na área, ocorrendo secundariamente os podzólicos.

O município de Coreaú apresenta um quadro geológico relativamente complexo, observando-se um predomínio de rochas do embasamento cristalino de idade pré-cambriana, representadas por quartzitos, xistos, gnaisses e granitos. Sobre esse substrato repousam rochas metassedimentares de idade neoproterozóica, representadas por quartzitos conglomeráticos e arenitos grosseiros da Formação Trapiá, ardósias da Formação Caiçaras, calcários da Formação Frecheirinha e arcóseos, grauvacas e grauvacas conglomeráticas da Formação Coreaú. Ocorrem, ainda, granitóides de idade eopaleozóica e coberturas aluvionares, de idade quaternária, encontradas ao longo dos principais cursos d'água que drenam o município.

4.2 – Estudos geotécnicos

Os estudos geotécnicos realizados para atender aos critérios de classificação dos materiais descritos anteriormente consistiram da realização de sondagens a percussão e sondagens mistas (percussão + rotativa). As sondagens mistas foram realizadas nas situações em que o avanço dos furos da sondagem à percussão com o trado manual, ou com alavanca, não foi possível, ou quando se atingiu a condição de impenetrabilidade do amostrador-padrão. A partir da condição de impenetrabilidade, o avanço da perfuração foi feito com uma sonda rotativa utilizando-se barriletes simples com manobras de 50cm (comprimento do barrilete), até que fosse atingida a cota da vala de escavação no trecho investigado, ou até que fosse obtida alguma recuperação no material investigado.

A partir dos resultados das sondagens à percussão e mistas (percussão + rotativa), aliadas às observações *in situ* das características dos materiais, foi feita, para cada perfil individual de sondagem, a definição das espessuras de ocorrências dos materiais de 1ª, 2ª e 3ª categorias, de acordo com os critérios definidos anteriormente. As sondagens foram localizadas nas imediações dos poços de visita, de forma que se pudesse definir a ocorrência e fazer a classificação dos materiais a montante e a jusante de cada trecho. A profundidade das sondagens foi dada em função da cota de projeto dos poços de visita levantados.

4.3 – Cálculo dos volumes de escavação nos trechos investigados

A Fig. 1 apresenta esquematicamente um trecho compreendido entre dois poços de visita nos quais foram realizadas as sondagens de simples reconhecimento (trado, percussão e rotativas) para a classificação dos materiais de 1ª, 2ª e 3ª categorias.

Para cada trecho investigado foram estimados o volume total de escavação, V_T , que corresponde ao volume de interesse, como item orçamentário, não importando, para o presente problema o volume escavado após o empolamento, e os volumes de materiais de 1ª, 2ª e 3ª categorias conforme Equações 1 e 2.

$$V_T = \frac{[L_M (H_{1^a,M} + H_{2^a,M} + H_{3^a,M}) + L_J (H_{1^a,J} + H_{2^a,J} + H_{3^a,J})]}{2} \cdot L \quad (1)$$

L_M – largura da vala no poços de visita (PV) de montante, em metros;

L_J – largura da vala no PV de jusante, em metros;

$H_{1^a,M}$ – espessura de material de 1ª categoria na sondagem realizada no PV de montante, em metros;

$H_{2^a,M}$ – espessura de material de 2ª categoria na sondagem realizada no PV de montante, em metros;

$H_{3^a,M}$ – espessura de material de 3ª categoria na sondagem realizada no PV de montante, em metros;

$H_{1^a,J}$ – espessura de material de 1ª categoria na sondagem realizada no PV de jusante, em metros;

$H_{2^a,J}$ – espessura de material de 2ª categoria na sondagem realizada no PV de jusante, em metros;

$H_{3^a,J}$ – espessura de material de 3ª categoria na sondagem realizada no PV de jusante, em metros;

L – comprimento do trecho entre poços de visita, em metros.

$$V_n = \frac{(L_M H_{n,M} + L_J H_{n,J})}{2} L \quad (2)$$

n – n -ésima categoria do material classificada segunda metodologia apresentada ($n = 1^a, 2^a$ ou 3^a categoria);

V_n – volume do material de n^a categoria, em metros cúbicos;

$H_{n,M}$ – espessura de material de n -ésima categoria na sondagem realizada no PV de montante, em metros;

$H_{n,J}$ – espessura de material de n -ésima categoria na sondagem realizada no PV de jusante, em metros.

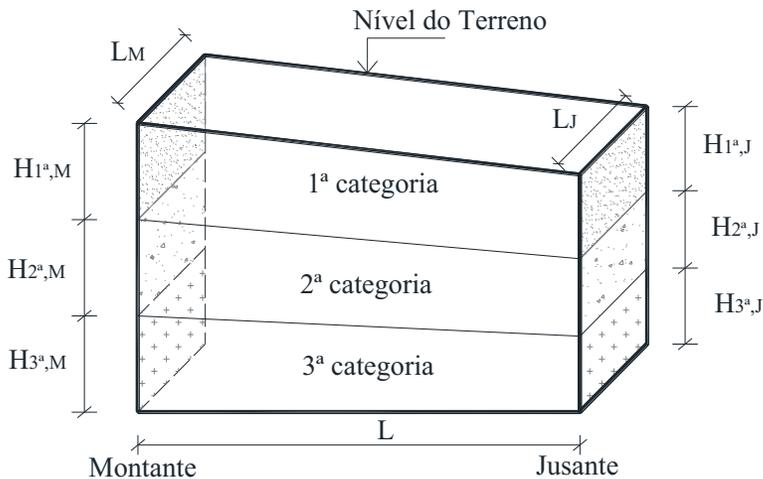


Fig. 1 – Representação dos materiais de 1ª, 2ª e 3ª categorias num trecho entre dois PV.

Após a estimativa dos volumes totais e dos volumes de materiais de 1ª, 2ª e 3ª categorias em todos os trechos investigados, os percentuais de materiais de 1ª, 2ª e 3ª categorias foram obtidos dividindo-se os volumes acumulados nos trechos estimados para cada categoria do material de escavação pelo volume total de escavação acumulado em todos os trechos.

5 – APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS APLICADOS AO ESTUDO DE CASO

Uma vez definidos os critérios técnicos baseados nos resultados obtidos em sondagens a trado, à percussão e mistas (percussão + rotativa) e nas definições apresentadas anteriormente sobre os materiais de 1ª, 2ª e 3ª categorias, procedeu-se à realização das sondagens. Com base no conhecimento da planta do projeto de implantação do sistema de esgotamento sanitário do distrito de Ubaúna, as sondagens foram locadas em pontos adjacentes aos poços de visita (PV) existentes, e em alguns casos, em pontos para os quais os poços de visita ainda não foram executados. Desta forma foram definidos 83 locais para a realização das sondagens conforme metodologia descrita anteriormente.

As sondagens a trado, a percussão e rotativas foram realizadas de forma sequencial quando o perfil do furo de sondagem apresentava materiais de 1ª, 2ª e 3ª categorias, não sendo dada nenhuma

pausa entre os procedimentos de sondagem. De uma forma geral, baseando-se nos resultados das sondagens, e na análise táctil-visual realizada em todas as amostras obtidas nos 83 furos de sondagem, foi observado que:

- o material superficial classificado como 1ª categoria era formado por algum destes três tipos de solo: areia fina e média, siltosa, com pedregulhos; silte arenoso, com pedregulhos e em alguns casos concreções; ou um silte argiloso, ou pouco argiloso, com pedregulhos e concreções em outros casos;
- o material classificado como 2ª categoria era formado basicamente por um pedregulho arenoso, com presença de silte, e concreções, compacto a muito compacto, na sua maior parte apresentando-se impenetrável ao amostrador-padrão, e com avanço utilizando-se alavancas com grande dificuldade;
- o material classificado como 3ª categoria era formado por um dos seguintes materiais: siltito muito alterado a são, muito fraturado a medianamente fraturado, apresentando em sua maior parte boa recuperação utilizando-se o barrilete simples; ou um arenito muito fino, medianamente alterado a pouco alterado, com recuperação de testemunhos utilizando-se o barrilete simples.

Os resultados das estimativas de volumes e percentuais mostraram que ocorre grande predominância de materiais de 2ª e 3ª categorias, estando inclusive compatíveis com as condições geológicas locais, também descritas anteriormente, e com as inspeções técnicas feitas nos locais de execução da obra de implantação do sistema de esgotamento sanitário do distrito de Ubaúna. O Quadro 3 apresenta o resumo dos volumes de escavação e percentuais de materiais obtidos de acordo com a metodologia proposta.

Quadro 3 – Volumes de escavação e percentuais de materiais de 1ª, 2ª e 3ª categorias estimados para os trechos investigados.

Designação	Volume de material estimado (m ³)	Percentagem
Material de 1ª Categoria	472,0	9%
Material de 2ª Categoria	2245,7	42%
Material de 3ª Categoria	2568,7	49%
Total	5286,4	100%

6 – CONCLUSÕES

De acordo com os resultados e considerações apresentadas neste trabalho, pode-se concluir que apesar de nas obras de escavação em solos e rocha a classificação dos materiais para fins de orçamento se dar em função de definições abstratas sobre a dificuldade de desmonte dos materiais, é possível o estabelecimento de critérios de engenharia que permitam de forma objetiva e clara a classificação dos materiais, diminuindo assim as discrepâncias orçamentárias das obras.

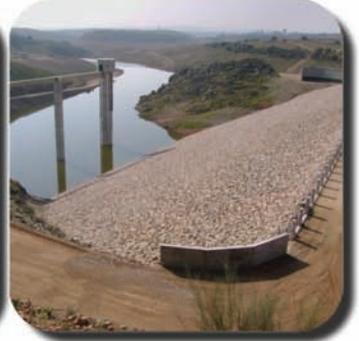
Os critérios de engenharia apresentados anteriormente são baseados em resultados qualitativos e quantitativos de sondagens de simples reconhecimento (sondagens a trado, à percussão e rotativa), e podem ser empregados para fins de classificação de materiais de escavações em obras de abastecimento de água, esgotamento sanitário, e escavações de valas de uma forma geral.

A aplicação dos critérios de classificação para a quantificação dos materiais de 1ª, 2ª e 3ª categorias nas escavações para implantação do sistema de abastecimento de água e esgotamento sanitário do Distrito de Ubaúna, pertencente ao Município de Coreaú no Estado do Ceará, Brasil, se mostrou eficiente, de fácil aplicação, e foi capaz de resolver o conflito existente entre o órgão financiador da obra, e o governo municipal, quanto aos quantitativos destes materiais que deviam ser considerados no orçamento da obra, mostrando assim, a eficiência dos critérios.

Convém salientar que no Brasil, o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte também trata das definições de materiais de 1ª, 2ª e 3ª categorias em obras de escavação de maior porte quando da execução de estradas e rodovias federais. Os critérios estabelecidos pelo DNIT não foram abordados neste trabalho tendo-se em vista as características específicas e o porte das obras rodoviárias em comparação com aquelas para as quais os critérios de classificação aqui propostos podem ser aplicados.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) (2001). NBR 6484 – *Solo – Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio*. Rio de Janeiro, Brasil, 17p.
- Brady, B.H.G.; Brown, E.T. (1993). *Rock Mechanics for Underground Mining*. Ed. Chapman & Hall, 2nd Edition. London.
- CAGECE (2004). *Manual de Encargos e Obras de Saneamento*. Companhia de Águas e Esgotos do Estado do Ceará, Fortaleza, Brasil, 748p.
- DAS, B.M. (2005). *Fundamentals of Geotechnical Engineering*. 2ª Edição. Ed. Thompson. Canadá, 566p.
- DNER (1997). *DNER PRO-102/97 – Sondagem de Reconhecimento pelo Método Rotativo*. Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, Rio de Janeiro, Brasil.
- IPLANCE (1997). *Atlas do Ceará*. Instituto de Pesquisa e Estratégia Econômica do Ceará, Fortaleza, Brasil, 65p.
- Schnaid, F.; Odebrecht, E. (2012). *Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações*. 2ª Edição. Editora Oficina de Textos, São Paulo, Brasil. 224p.
- SRH (1992). *Plano Estadual de Recursos Hídricos: Atlas*. Secretaria dos Recursos Hídricos, Fortaleza, Brasil, 4v, v.1.
- Vaz, L.F. (1996). *Classificação Genética dos Solos e dos Horizontes de Rocha em Regiões Tropicais*. Solos e Rochas – Revista Brasileira de Geotecnia. Vol. 19, Nº 2, pp.117-136. São Paulo, Brasil.



GEOLOGIA - GEOTECNIA - FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS



BARRAGENS DE ATERRO - OBRAS SUBTERRÂNEAS - ESTRUTURAS DE SUPORTE



FUNDAÇÕES ESPECIAIS - TRATAMENTO DE TERRENOS - GEOMATERIAIS

CENOR Consultores, S. A.

PORTUGAL | ANGOLA | ARGÉLIA | BRASIL | CABO VERDE | COLÓMBIA
MALAWI | MARROCOS | MOÇAMBIQUE | TIMOR LESTE | VENEZUELA

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**



- > **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

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 grapmos 2.5m x 2.5m, utilizando Gewi 28mm

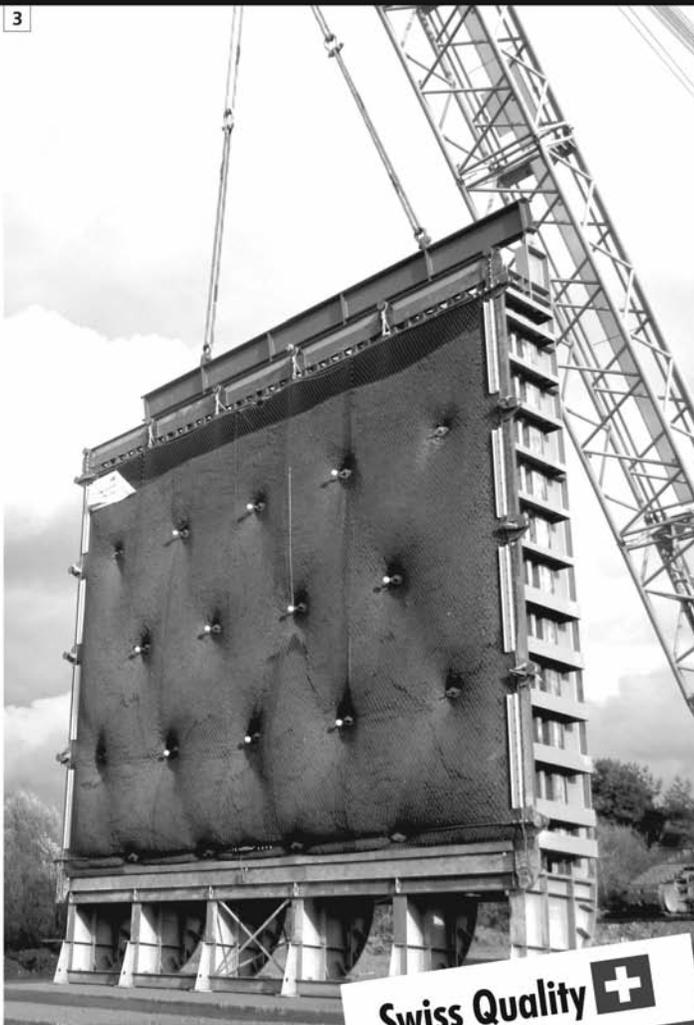
Para um estudo preliminar de solução de estabilização ou de riscos de desastres naturais nas obras em que você atua, entre em contato conosco através do e-mail info@geobrugg.com



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

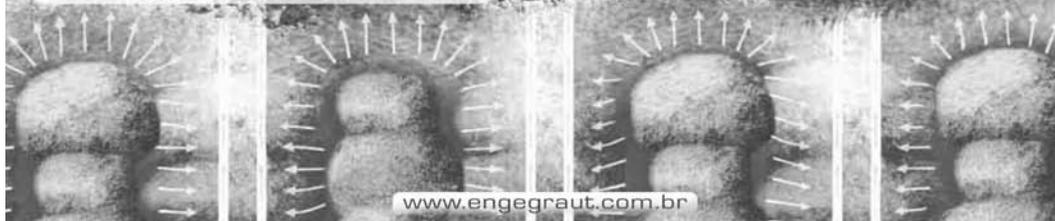
**O MAIS RÁPIDO E EFETIVO
TRATAMENTO PARA SOLOS MOLES**

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

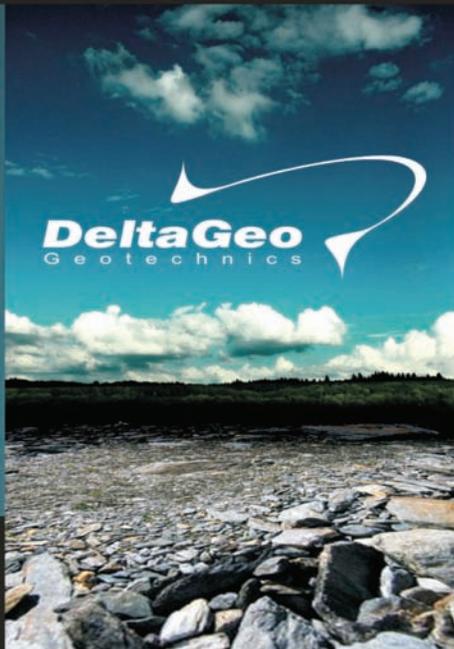
- Environmental Services
- Soil and groundwater sampling and monitoring
- Field and laboratory testing

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.



tgeotecnia

na génese da
construção

dstgroup



Onde a engenharia começa.

Por detrás de uma grande obra está sempre uma grande empresa.

A tgeotecnia, apresenta-se no mercado nacional e espanhol com um vasto leque de soluções, dotada da mais avançada tecnologia e quadros competentes, indispensáveis à elaboração de estudos, projectos e obras geotécnicas. Actualmente, a tgeotecnia dedica-se a todo o tipo de trabalhos desde a prospeção geológico-geotécnica, desenvolvimento de projectos da especialidade até à execução de obras de estabilização de taludes, contenções, tratamento de terrenos e fundações especiais.

As obras realizadas e a satisfação de tantos clientes, bem como inúmeros projectos em crescimento, são a prova de que compensa fazer da inovação a alavanca do desenvolvimento.

tgeotecnia.

Na génese da construção.

a dst group company

t+ 351 253 307 285 | geral@tgeotecnia.pt | www.dstsgps.com



Deutsche Technologie e um toque brasileiro.

15

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.*

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
- Controlo 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, 6º,
1090-152 LISBOA
Tel.: (351) 217 925 000
Fax: (351) 213 537 492

REGIÃO NORTE

Rua Mouzinho de Albuquerque, 744, 1º,
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 - 2º Dto
Bairro do Maculuso, LUANDA
Tel./Fax: (244) 222 338 513
E-mail: geral.coba-angola@netcabo.co.ao

MOÇAMBIQUE

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

ARGÉLIA

09, Rue des Freres Hocine
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 Buenos 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

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. Condicionantes gerais e específicas**
Antônio Silva Cardoso
- 41 **Consideração de detalhes executivos no projeto de taludes com solo grampeado**
Denise Maria Soares Gerscovich, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão, André Pereira Lima, Cauê Antonio Barreto Rosa
- 67 **Carta de suscetibilidade a movimentos de massa e erosão do município de Ipojuca-PE**
Fernanda Soares de Miranda Torres, Roberto Quental Coutinho, Cristiana Coutinho Duarte, Jéssica Bezerra de Menezes, Drielly Naamma Fonsêca, Pedro Augusto dos Santos Pfaltzgraff
- 89 **Métodos semiempíricos versus ensaios de carregamento dinâmico em estacas**
Jean Felix Cabette, Heloisa Helena Silva Gonçalves, Fernando Antônio Medeiros Marinho
- 115 **Estaca hélice contínua instrumentada: previsão de carga de ruptura por métodos semiempíricos vs. prova de carga**
Carla Therezinha Dalvi Borjaille Alledi, Enivaldo Minette, Paulo José Rocha de Albuquerque, Uberescilas Fernandes Polido
- 129 **Caracterização geotécnica da rocha calcária de João Pessoa/PB**
Nelci Ronex Pereira de Sousa, Anderson Borghetti Soares
- 159 **Crítérios de engenharia para classificação de materiais de escavação em valas**
Silvrano Adonias Dantas Neto, Francisco Chagas da Silva Filho, Adriano Frutuoso da Silva