

118 Março
2010

GEOTECNIA

Revista Luso-Brasileira de Geotecnia



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental



DIRECTOR:

António Silva Cardoso, FEUP

DIRECTOR - ADJUNTO:

Newton Moreira de Souza, UnB

COMISSÃO EXECUTIVA:

Jaime Alberto dos Santos, IST
 Armando Nunes Antão, FCT/UNL
 Márcio Muniz de Farias, UnB
 Maria Giovana Parizzi, UFMG

A Revista GEOTECNIA foi publicada pela primeira vez em Junho de 1971, tendo como fundador Úlpio Nascimento e primeiro Director José Folque. Desde esta data tem vindo a publicar-se ininterruptamente, editando, em média, três números por ano. A partir de Março de 2007 passou a ser editada conjuntamente pelas Sociedades de Geotecnia de Portugal e Brasil: SPG, ABMS e ABGE.

COMISSÃO EDITORIAL 2009-2010

Alexandre Pinto, JetSJ Geotecnia – Lisboa
 Alexandre Tavares, FCTUC – Coimbra
 A. J. Correia Mineiro, FCT-UNL – Caparica
 A. Pinto da Cunha, LNEC – Lisboa
 Adriano Virgílio Damiani Bica, UFRGS – Porto Alegre
 A. Viana da Fonseca, FEUP – Porto
 Anna Laura L. da Silva Nunes, UFRJ – Rio de Janeiro
 António Pinelo, IEP – Almada
 Benedito S. Bueno, USP – São Carlos
 Celso Lima, Hidrorumo – Porto
 Cezar Augusto Burkert Bastos, FURG – Pelotas
 Dario Cardoso de Lima, UFV – Viçosa
 E. Amaral Vargas Jr., PUC-RIO – Rio de Janeiro
 E. Maranha das Neves, IST – Lisboa
 Edezio Teixeira de Carvalho, UFMG – Belo Horizonte
 Eduardo Antonio Gomes Marques, UFV – Viçosa
 Ely Borges Frazão – São Paulo
 Emílio Velloso Barroso, UFRJ – Rio de Janeiro
 F. Guedes de Melo, Consulgeo – Lisboa
 Fernando A. B. Danziger, UFRJ – Rio de Janeiro
 Fernando Saboya, UENF – Campos do Goytacases
 Francis Bogossian, Geomecânica – Rio de Janeiro
 Frederico Garcia Sobreira, UFOP – Ouro Preto
 J. Almeida e Sousa, FCTUC – Coimbra
 J. Bilé Serra, LNEC – Lisboa
 J. de Oliveira Campos, UNESP – São Paulo
 J. Delgado Rodrigues, LNEC – Lisboa
 Jorge Vasquez, EDIA – Beja
 J. Vieira de Lemos, LNEC – Lisboa
 José F. T. Jucá, UFPe – Recife
 José Mateus de Brito, Cenorgeo – Lisboa
 José Neves, IST – Lisboa

Laura Caldeira, LNEC – Lisboa
 Lindolfo Soares, USP – São Paulo
 Luis de Almeida P. Bacellar, UFOP – Ouro Preto
 Luiz Antônio Bressani, UFRGS – Porto Alegre
 Luiz Ferreira Vaz, Themag – São Paulo
 Luiz Nishiyama, UFU – Uberlândia
 Luís Leal Lemos, FCTUC – Coimbra
 Luís Ribeiro e Sousa, LNEC – Lisboa
 M. Matos Fernandes, FEUP – Porto
 Maria da Graça Lopes, ISEL – Lisboa
 Marcus P. Pacheco, UERJ – Rio de Janeiro
 Margareth Mascarenhas Alheiros, UFPe – Recife
 Maria Eugênia Boscov, USP – São Paulo
 Maria Lurdes Lopes, FEUP – Porto
 Maurício Ehrlich, UFRJ – Rio de Janeiro
 Milton Vargas, Themag – São Paulo
 Nuno Grossmann, LNEC – Lisboa
 Nuno Guerra, FCT-UNL – Caparica
 Osni José Pejón, USP – São Carlos
 Oswaldo Augusto Filho, USP – São Carlos
 Pedro Sêco e Pinto, LNEC – Lisboa
 R. F. de Azevedo, UFV – Viçosa
 Renato Pinto da Cunha, UnB – Brasília
 Ricardo Oliveira, Coba – Lisboa
 Romero César Gomes, UFOP – Ouro Preto
 Rui M. Correia, LNEC – Lisboa
 Tácio M. Campos, PUC-Rio – Rio de Janeiro
 Telmo Jeremias, LNEC – Lisboa
 Tiago Miranda, U.Minho – Guimarães
 Waldemar Hachich, USP, São Paulo
 Wilson Shoji Iyomasa, IPT, São Paulo



SPG

a/c LNEC

Av. do Brasil, 101
 1700-066 Lisboa, Portugal
 Tel.: (+351) 21 844 33 21
 Fax: (+351) 21 844 30 21
 e-mail: spg@lnec.pt
 http://www.lnec.pt/SPG



ABMS

Av. Prof. Almeida Prado, 532
 IPT – Prédio 54
 05508-901 São Paulo, Brasil
 Tel./Fax: (+55.11) 3768 7325
 e-mail: abms@abms.com.br
 http://www.abms.com.br



ABGE

Av. Prof. Almeida Prado, 532
 IPT – Prédio 59
 05508-901 São Paulo, Brasil
 Tel.: (+55.11) 3767 4361
 Fax: (+55.11) 3719 0661
 e-mail: abge@ipt.br
 http://www.abge.com.br

- 3 Geologia de engenharia.
Génese, evolução e situação
actual** **Ricardo Oliveira**
- 15 Recalque em aterros:
influência da composição
dos resíduos sólidos urbanos,
do clima e da biodegradação** **Perboyre Barbosa Alcântara
José Fernando Thomé Jucá**
- 43 Ensaaios triaxiais em solo
reforçado com geogrelhas** **Ana Cristina Castro Fontenla Sieira
Alberto Sampaio Ferraz Jardim Sayão**
- 65 Escavação escorada em solo
mole incorporando laje de fundo
em *jet grouting*: análise
considerando os efeitos
da consolidação** **Ricardo Gomes Pinto
José Leitão Borges**
- 89 Aplicação de técnicas
de sensoriamento remoto
e geoprocessamento como apoio
a estudos geológicos e geotécnicos
para gestão ambiental do município
de Três Cachoeiras, litoral norte
do RS, Brasil.** **Rosemary Hoff
Juciara Carvalho Leite
Ricardo Norberto Ayup Zouain**
- 115 Dinâmica urbana e riscos
geo-ambientais na região
metropolitana de Natal,
Nordeste do Brasil.** **Guttenberg Martins
Manoel Lucas Filho
George Satander Sá Freire**

GEOLOGIA DE ENGENHARIA. GÉNESE, EVOLUÇÃO E SITUAÇÃO ACTUAL

Engineering geology. Genesis, evolution and current situation

Ricardo Oliveira*

RESUMO – Este trabalho relata as primeiras actividades de natureza científica, profissional e docente nos países onde foi mais visível a aplicação do conhecimento geológico de solos e maciços rochosos em projectos e obras de engenharia e descreve a evolução desses conceitos até à criação da Geologia de Engenharia, como disciplina científica da Geotecnia, bem como da Associação Internacional de Geologia de Engenharia (AIGE). Finalmente, descreve-se a evolução que essa mesma temática seguiu em Portugal até à actualidade.

SYNOPSIS – This work reports the first scientific, professional and teaching activities in countries where the application of Geology to the design and construction of engineering works has been more representative. It describes the evolution of that concept until the establishment of Engineering Geology as one of the independent disciplines of Geotechnics, as well as the creation of the International Association of Engineering Geology. Finally it describes both the evolution of these subjects in Portugal and the current situation in the country.

PALAVRAS CHAVE – Geologia, Geologia Aplicada, Geologia de Engenharia, Geotecnia.

1 – INTRODUÇÃO

A evolução do papel da Geologia nas obras de engenharia está intimamente ligada à evolução da própria engenharia, em Portugal e no mundo.

No século XIX houve já alguns cientistas e profissionais que se distinguiram pelo seu trabalho geológico, nomeadamente de cartografia geológica aplicada a actividades mineiras e a obras da responsabilidade da engenharia militar, tais como túneis, vias férreas e canais.

Destaca-se, no nosso país, o estudo geológico conduzido por Paul Choffat, em 1888, para o túnel do Rossio, em Lisboa, com 2 600 m de extensão, considerado então como a maior obra de engenharia do Século XIX. Tratou-se de um trabalho notável, com detalhada cartografia litológico-estrutural das superfícies de escavação e registo das variadas afluências de águas subterrâneas ao longo do seu alinhamento (Choffat 1889). Idênticas situações ocorreram nessa altura em vários países europeus e nos Estados Unidos registadas em numerosa bibliografia.

Nesse período, que se estendeu aos primeiros anos do Século XX, tratava-se em geral de actividade de geologia naturalista conduzida por geólogos sem qualquer formação em ciências de engenharia.

Ocorre por essa época o aparecimento da Engenharia Civil, destacando-se da Engenharia Militar, que passou a ser responsável pelo corpo de conhecimentos relativos ao projecto e construção das grandes obras, indispensáveis ao desenvolvimento económico e social dos países, com destaque para as redes de transporte rodoviário e ferroviário, incluindo túneis, canais e condutas

* Presidente COBA, S.A. Consultores de Engenharia e Ambiente
Professor Catedrático Convidado da Universidade Nova de Lisboa
Av. 5 de Outubro, 323 – 1649 – 011 Lisboa – E-mail: ricardo.oliveira@coba.pt

para abastecimento de água e regadio e barragens visando a produção de energia e a protecção das cidades contra cheias catastróficas.

No seguimento da primeira guerra mundial e em especial da segunda, foram sendo construídas obras cada vez de maiores dimensões, interferindo de forma crescente com os terrenos interessados.

Preocupações com a fundação dessas estruturas, com a estabilidade das escavações subterrâneas, com os materiais de construção, com o comportamento hidráulico dos terrenos, entre outras, conduziram à evidência da necessidade de um conhecimento geológico mais aprofundado das formações envolvidas, orientado para a caracterização do seu comportamento em cada caso.

Passou assim a impor-se uma colaboração dos geólogos adaptada a essas exigências, deixando a sua actividade de ser de carácter essencialmente naturalista para se transformar em Geologia Aplicada. Tal situação caracteriza a primeira metade do Século XX, tendo-se distinguido nesse período numerosos profissionais e académicos, alguns na área da Geologia Aplicada à Engenharia.

Para tal concorreram também acidentes catastróficos resultantes de rupturas de fundações de estruturas, em especial barragens (por exemplo Saint-Francis nos Estados Unidos em 1928 que causou mais de 400 vítimas e Gleno, na Suíça, em 1923, que causou 600 vítimas) e de túneis (como o caso do túnel ferroviário de Lotschberg na Suíça, em 1908 que causou a morte de 25 trabalhadores em resultado da ruptura da frente de escavação em função de elevada carga hidráulica subterrânea).

Merecem destaque no primeiro quartel do Século XX as actividades do geólogo suíço Maurice Lugeon, do engenheiro Karl Terzaghi e do geólogo Charles Berkey dos EUA, em virtude do reconhecimento que deles perdura nos nossos dias.

Todos eles tinham, então, já a convicção de que a segurança e a economia das obras de engenharia exigiam a colaboração de geólogos com formação complementar da naturalista e tradicional, e conhecimentos de algumas ciências de engenharia tais como a mecânica e a hidráulica.

Dizia Maurice Lugeon no seu livro “Barrages et Geologie” (Lugeon 1933) “Onde se encontra o limite do trabalho do engenheiro e do trabalho do geólogo, onde se encontra a fronteira comum? É uma definição muito simples. Tudo que está sobre a superfície de apoio [da barragem] será da responsabilidade do engenheiro, tudo o que está para lá da superfície de apoio seria da responsabilidade do geólogo. Há portanto uma fronteira comum que é a superfície de fundação, a superfície sobre a qual se vai construir o corpo da barragem.”

No entanto, nessa época, ele achava ainda que essas funções e essas responsabilidades poderiam ser assumidas por um geólogo de formação naturalista desde que tivesse colaborado com engenheiros construtores de barragens, ao longo da sua vida profissional, aprendendo com essa experiência, exercendo assim em sua opinião uma actividade que designava de Geologia Aplicada.

Pela mesma data, Terzaghi (Terzaghi 1929) escrevia “para evitar os inconvenientes associados com a prática actual, impõe-se uma tradução especializada dos reconhecimentos geológicos [dos maciços de fundação de barragens] para termos físicos e mecânicos. Depois, é necessário avaliar as condições mecânicas mais desfavoráveis que poderão resultar das condições geológicas existentes. E finalmente assumir no projecto da estrutura as características mais desfavoráveis”.

Charles Berkey foi considerado pelos seus colegas e seguidores como um eminente professor de Geologia nas Universidades de Minnesota e de Columbia tendo simultaneamente feito consultoria sobretudo no domínio da construção de barragens, tendo tido actividade relevante no projecto e construção da “Hoover Dam”, um dos maiores aproveitamentos hidráulicos do seu tempo, na qualidade de consultor do “Bureau of Reclamation” dos Estados Unidos. Em resultado dessa actividade, ele foi considerado como um dos principais responsáveis pela transformação da Geologia de ciência pura em ciência aplicada e o seu trabalho em estreita colaboração com os engenheiros de barragens foi responsável pela atribuição da categoria de membro honorário da “American Society of Civil Engineers”. Em tributo a todos esses méritos e qualificações, os seus seguidores publicaram, em 1950, dez anos após a sua morte, um memorável volume editado pela “Geological Society of America” com o título “Application of Geology to Engineering Practice”, conhecido internacionalmente por “Berkey Volume”.

Alguns dos artigos publicados nesse volume são já intitulados “Engineering Geology of ...” evidenciando que é por essa data (1950) que começa a ganhar corpo o conceito de “Engineering Geology” nos países de língua inglesa, mais tarde traduzido em português por “Geologia de Engenharia”.

Em Portugal nessa primeira metade do Século XX não havia qualquer tipo de formação académica no domínio da Geologia Aplicada, nem nas Faculdades de Ciências nem nas de Engenharia.

Merece, no entanto, referência a actividade docente do Geólogo Ernest Fleury que no Instituto Superior Técnico regeu durante anos uma disciplina de Geologia para Engenheiros muito apreciada pelos alunos de Engenharia Civil e de Engenharia de Minas que frequentaram o curso, em especial nas décadas de 30 e de 40.

Durante esse período, evidenciou a importância da Geologia no projecto e construção de Obras Cíveis e na exploração de Minas, tendo com as suas aulas influenciado alunos como Manuel Rocha e Úlpio Nascimento mais tarde responsáveis pela criação e expansão do Laboratório Nacional de Engenharia Civil e pela criação de um sector de actividade na área da Mecânica dos Solos. Ambos reconheceram a importância da Geologia na caracterização das formações terrosas e rochosas no comportamento dos terrenos interessados pelas obras de engenharia e a necessidade de proporcionar aos geólogos de formação naturalista conhecimentos aprofundados no âmbito da Mecânica dos Solos e da Mecânica das Rochas e de outras ciências de engenharia, da física e da química.

A esse respeito, na lição introdutória do Curso da Mecânica dos Solos, organizado pela Ordem dos Engenheiros, em Lisboa em 1952, Manuel Rocha afirmava:

“Dada a complexidade das formações naturais é em geral indispensável que na prospecção dos solos colabore um geólogo cujo papel é indicar as grandes linhas da estrutura do solo, tais como disposição, espessura e consistência de camadas, circulação de água, acidentes, etc.

É a partir destas indicações que se pode proceder ao estabelecimento de um plano de determinação quantitativa das propriedades dos solos que conduza a resultados significativos dentro da preocupação de diminuir as despesas com a prospecção e também a sua duração.

A formação mais conveniente do geólogo que deve colaborar nos trabalhos de prospecção não é clássica, do tipo naturalista, mas sim a formação baseada na física e na química.”

No início da segunda metade do Século XX começava a ser evidente a necessidade da formação em Geologia aplicada às obras de engenharia, tendo-se estendido esse conceito a todos os países mais desenvolvidos que experimentaram apreciável crescimento após a segunda guerra mundial.

Para tal contribuiu, de forma significativa, o estabelecimento da Mecânica dos Solos como disciplina científica no início dos anos 30, muito apoiada nos conceitos desenvolvidos por Karl Terzaghi (Terzaghi 1925) tendo sido realizado o seu primeiro Congresso Internacional em Harvard, em 1936, ano em que foi criada a Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações.

O seu âmbito cobria inicialmente todos os tipos de terrenos e rapidamente se estendeu a todos os tipos de obras de engenharia, evidenciando simultaneamente a indispensabilidade do conhecimento das características geológicas dos terrenos envolvidos, relevantes para a definição das condições de estabilidade das respectivas estruturas.

Essa evidência teve duas consequências. A disciplina de Geologia para Engenheiros dada em cursos de Engenharia Civil foi ajustando o seu conteúdo visando chamar a atenção dos alunos para o papel das propriedades geológicas dos maciços terrosos e rochosos (litologia, estrutura, hidrogeologia, geomorfologia, sismicidade, etc.) na definição do modelo geológico dos terrenos e a sua importância para o dimensionamento das obras. Em cursos de Geologia surgiam disciplinas (no início, apenas cursos livres e de curta duração) ilustrando a interacção entre a actividade de engenharia civil e os terrenos envolvidos, com aplicações a algumas obras, nomeadamente barragens, túneis, taludes e materiais de construção.

Livros de texto publicados por Gignoux et Barbier (1955), Krynine and Judd (1957), Goguel (1959), Desio (1959) e Legget (1962), para além do Berkey Volume atrás referido, e outros, são referências desse período e contribuíram de forma significativa para a formação de geólogos e de engenheiros, ensinando-os a trabalhar em equipa, criando uma atmosfera de respeito mútuo.

Em Portugal distinguiram-se nesse domínio da Geologia Aplicada, em especial nos anos 50 e 60, quer no ensino quer na consultoria associada a projectos de barragens e a fundações de edifícios e pontes, Coteló Neiva, Décio Thadeu e Moitinho de Almeida.

2 – GEOLOGIA DE ENGENHARIA E GEOTECNIA

Cerca de 30 anos após o estabelecimento da Mecânica dos Solos como disciplina científica, abrangendo actividades de espectro largo, procurando cobrir com os seus conceitos o que se veio a designar mais tarde por Geotecnia, foi sentida a necessidade de se estabelecer como ciências autónomas a Mecânica das Rochas e a Geologia de Engenharia (designação assumida em Portugal em meados dos anos 60 em substituição de Geologia Aplicada à Engenharia).

Os principais factores que contribuíram para a separação destas disciplinas da Mecânica dos Solos foram, por um lado, a interacção crescente das grandes estruturas de engenharia com o terreno, em especial maciços rochosos (grandes escavações, túneis cada vez mais longos e de maior diâmetro, aterros de grande altura fundados em solos moles, grandes barragens, pontes importantes, etc.) e, por outro lado, a ocorrência de acidentes com obras e de desastres naturais de natureza geotécnica, dos quais resultaram numerosas perdas humanas e materiais.

São disso exemplo a ruptura da Barragem de Malpasset, em França, em 1959 (420 pessoas perderam a vida) e o acidente que afectou a barragem de Vajont em Itália, em 1963, tendo a onda que a galgou causado mais de 2000 vítimas na povoação de Longarone, a jusante.

Este último acidente foi considerado pela UNESCO, no âmbito do lançamento das actividades do “Ano Internacional do Planeta Terra”, em 2008, como um dos cinco piores desastres de responsabilidade humana, causados por falha de engenheiros e de geólogos.

A análise da estabilidade dos maciços rochosos em casos semelhantes aos anteriormente referidos não pode ser conduzida com a metodologia utilizada para a análise de maciços terrosos em virtude de o seu comportamento geotécnico ser muito mais dependente das descontinuidades dos terrenos e muito menos das propriedades físicas e mecânicas dos materiais.

Esses acidentes evidenciaram também a indispensabilidade de uma avaliação rigorosa das propriedades do terreno, à superfície e em profundidade, sendo para tal necessário recorrer a técnicas de prospecção geofísica e mecânica e a ensaios in situ e em laboratório como de conhecimentos adequados para conduzir à correcta interpretação dos respectivos resultados, com base no modelo geológico, nas propriedades geotécnicas e nas exigências estruturais das obras.

Como consequência do reconhecimento internacional da necessidade da criação da Mecânica das Rochas e da Geologia de Engenharia como duas novas disciplinas autónomas no âmbito da Geotecnia, foram estabelecidas nos anos 60 as respectivas Sociedades Internacionais.

A SIMR foi criada em 1962, na Áustria, graças ao mérito, entre outros, de Leopold Müller, tendo o seu primeiro Congresso Internacional sido realizado em Lisboa em 1966. Durante esse Congresso, Manuel Rocha foi eleito seu segundo presidente para o mandato 1966-70.

A Associação Internacional de Geologia de Engenharia (AIGE) foi criada em 1964 no seguimento do trabalho de várias décadas desenvolvido por ilustres geólogos, em especial da Europa Central, nomeadamente Joseph Stini e Hans Cloos nos anos 30 cuja actividade esteve na génese do que foi na época designado por Geomecânica. Mais tarde foi muito importante a actuação científica e técnica de Quido Zaruba, da Checoslováquia, que veio a ser presidente da Associação entre 1968 e 1972. Em anexo figuram os nomes e países de todos os Presidentes da Associação até à actualidade.

Ficaram claros na elaboração dos seus primeiros estatutos os objectivos, nessa época, da Geologia de Engenharia, o carácter interdisciplinar da nova ciência e a indispensabilidade de quantificar as suas interpretações.

O primeiro Congresso Internacional da AIGE foi realizado em Paris em 1970 e, desde então, têm lugar regularmente de quatro em quatro anos. Em anexo figura a lista de todos os Congressos Internacionais realizados.

É assim, na década de 60, que o conceito de Geotecnia como ramo da Engenharia passou a ser universalmente aceite, incorporando as disciplinas de Mecânica dos Solos, Mecânica das Rochas e Geologia de Engenharia, estimulando a intervenção conjunta delas para a resolução dos problemas das obras de engenharia (Figura 1).

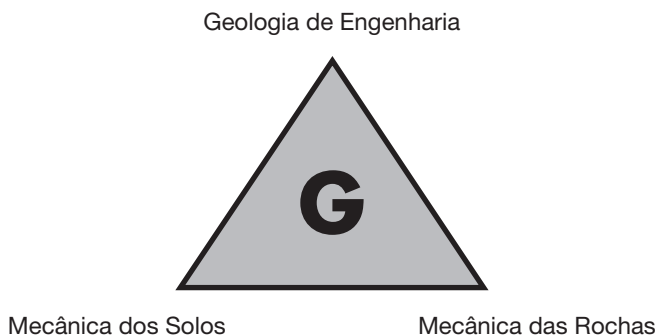


Fig. 1 – A Geotecnia e as suas disciplinas.

A criação da AIGE permitiu identificar de imediato a generalizada carência de formação académica nesta disciplina, nomeadamente nos cursos de Geologia, e a necessidade de rapidamente ir sendo colmatada essa lacuna. Nesse sentido, durante as reuniões havidas aquando do 1º Congresso, em Paris, em 1970, foi criada uma Comissão “Teaching and Training in Engineering Geology”.

Após alguns anos a estruturar a Comissão e a definir a sua orientação para melhor atingir os objectivos, o relatório final foi publicado no Boletim da Associação Internacional, após aprovação do Council na sua reunião de 1978, em Madrid (Dearman e Oliveira 1978).

Dada a dificuldade em promover formação adequada no período da licenciatura, a opção seguida em todos os países mais desenvolvidos foi a criação de cursos de pós-graduação em programas de Mestrado e Doutoramento que permitissem qualificar adequadamente os geólogos para as actividades no âmbito da Geologia de Engenharia. Idêntico caminho foi seguido quanto à Mecânica dos Solos e à Mecânica das Rochas, sendo reconhecida a indispensabilidade da integração em todos esses Cursos de matérias das três disciplinas científicas.

Com o correr do tempo, foi-se notando uma evolução expressiva da Geologia de Engenharia e o reconhecimento crescente do seu papel na resolução dos mais difíceis problemas de engenharia. Acresce que a sua actividade foi sendo alargada a áreas de intervenção novas resultantes do grande desenvolvimento da engenharia e da grande ocupação de numerosas regiões dos vários continentes.

Essa evolução evidenciou a necessidade de adequação das atribuições da Geologia de Engenharia à correspondente realidade, tendo os primeiros estatutos sido adaptados em conformidade.

Nos estatutos em vigor, aprovados em Kyoto em 1992, cerca de 25 anos após a aprovação dos primeiros, é a seguinte definição de Geologia de Engenharia:

“Geologia de Engenharia é a ciência dedicada à investigação, estudo e solução dos problemas de engenharia e ambientais que resultam da interacção entre a geologia e as obras e outras actividades do homem, bem como à previsão e à definição de medidas para a prevenção ou mitigação de riscos naturais.

A Geologia de Engenharia abrange:

- Definição da geomorfologia, estrutura, estratigrafia, litologia e condições hidrogeológicas das formações geológicas.
- Caracterização das propriedades mineralógicas, físico-mecânicas, químicas e hidráulicas de todos os terrenos envolvidos na construção de obras, na extração de materiais e modificações ambientais.
- Avaliação do comportamento mecânico e hidráulico de maciços terrosos e rochosos.
- Previsão da evolução desse comportamento com o tempo.
- Determinação dos parâmetros a serem considerados na análise de estabilidade de obras de engenharia e de maciços terrosos e rochosos naturais.
- Melhoramento e manutenção das condições ambientais dos maciços geológicos e melhoramento das propriedades dos terrenos.”

Ressalta da comparação entre as duas versões a crescente importância das questões ambientais associadas às obras de engenharia e das referentes ao uso do solo bem como da temática dos riscos naturais.

A Associação Internacional de Geologia de Engenharia conta com 62 países associados sob a forma de Grupos Nacionais com um total de cerca de 4600 membros em 2009.

Já foram realizados dez Congressos Internacionais (ver anexo) tendo o 7º sido organizado pelo Grupo Nacional Português (SPG), em Lisboa, em 1994.

A Associação atribui dois prémios de mérito, a “Hans Cloos Medal” e o “Richard Wolters Prize”.

O primeiro é atribuído de dois em dois anos a geólogos de engenharia de mérito excepcional e de reputação internacional que tenham contribuído de forma significativa com o seu trabalho científico para o desenvolvimento da Geologia de Engenharia e para o prestígio da Associação Internacional na sua área de intervenção. Em anexo figura a lista dos galardoados com este prémio.

O prémio Richard Wolters reconhece o mérito científico de membros jovens que actuam no domínio da Geologia de Engenharia, devendo para o efeito ter menos de 40 anos. As candidaturas a este prémio são normalmente formalizadas pelos Grupos Nacionais da Associação Internacional. Em anexo figura a lista dos já galardoados em anos anteriores.

3 – GEOLOGIA DE ENGENHARIA EM PORTUGAL

Por razões já atrás apontadas, também em Portugal se foi sentindo pelos fins da década de 50 a necessidade de formar especialistas na área que então se designava por Geologia Aplicada à Engenharia. Aumentava a importância das questões geotécnicas associadas à construção de barragens e aproveitamentos hidroelétricos, à estabilidade de taludes naturais e de escavação e dava-se início à construção do primeiro trecho da auto-estrada Lisboa – Porto, entre Lisboa e Vila Franca de Xira, requerendo informação geológica estruturada e relevante para a análise dos problemas associados a essas obras (nomeadamente estabilidade de taludes e fundações de obras de arte).

Foi o Laboratório Nacional de Engenharia Civil a instituição que deu início a esse processo de formação de profissionais com formação adequada, tendo admitido geólogos para os seus quadros ainda nessa década e proporcionando-lhes, em Portugal e no estrangeiro, a formação adicional e a experiência indispensável (Oliveira, 1983). O enquadramento necessário na área das ciências de engenharia e em especial da Mecânica dos Solos e da Mecânica das Rochas foi assegurado pelos investigadores do LNEC nessas áreas, merecendo destaque o papel de José Folque, para além do de Manuel Rocha e Úlpio Nascimento. Para apoiar esse enquadramento no âmbito da Geologia Aplicada, o LNEC recorreu nos primeiros anos à colaboração de Coteló Neiva em virtude da sua experiência resultante da actividade profissional que exercia como consultor no estudo de maciços rochosos de fundações de aproveitamentos hidroelétricos.

Dada a importância crescente da Geotecnia e o pioneirismo do LNEC nesse e em muitos outros ramos da engenharia, a Lei-Orgânica da instituição aprovada em 1961 criou um Departamento de Geotecnia e o grau de Especialista (nível de Doutoramento) em Geologia Aplicada à Engenharia, surgindo assim pela primeira vez o reconhecimento oficial da Geologia de Engenharia, designação portuguesa correspondente à de “Engineering Geology” e “Géologie de l’Ingénieur”.

O primeiro grau de Especialista foi atribuído em 1965, em resultado da defesa de uma tese e de discussão curricular.

As actividades de Geologia de Engenharia ficaram organicamente entregues à Divisão de Prospekção que, juntamente com as Divisões de Fundações e de Estradas e Aeródromos, constituíram a estrutura do Departamento de Geotecnia.

A crescente importância da Geotecnia no nosso país, enquanto ramo da engenharia, foi muito apoiada pela criação e actividade associativa estabelecida em 1951 em função do relevo que a Mecânica dos Solos já então tinha.

Data desse ano a criação da Sociedade Portuguesa da Mecânica dos Solos que passou a representar Portugal, como grupo nacional, na Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações (hoje designada por Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica).

Em 1966 a Sociedade passou a designar-se por Agrupamento Português de Mecânica dos Solos e das Rochas, tendo passado a representar Portugal também na Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas. Com a adesão de Portugal à Associação Internacional de Geologia de Engenharia (hoje designada por Associação Internacional de Geologia de Engenharia e Ambiente), em 1972, o Agrupamento passou a designar-se Sociedade Portuguesa de Geotecnia, sendo a SPG desde então o grupo nacional que representa Portugal nas três Sociedades Internacionais da Geotecnia.

Dada a ausência de ensino universitário regular neste domínio, como já referido, o LNEC foi também proporcionando formação à comunidade técnica do país, por várias formas, merecendo referência numerosos cursos de curta duração dos quais se destacam o de Consolidação de Taludes, em 1965, repetido em 1973, o de Tectónica para Engenheiros Civis, em 1967, e o de Geologia de Engenharia, em 1970, repetido em 1973.

Essa necessidade de formação acabou por ser mais tarde assumida pelos cursos universitários de Geologia em resultado da reforma curricular de 1965 que alargou para cinco anos os Cursos de Geologia, criando no último ano uma disciplina semestral de Geologia Aplicada, disponível assim, pela primeira vez, no ano lectivo 1969/70.

Em 1973 foi criada a Universidade Nova de Lisboa (UNL), tendo-lhe sido atribuída vocação para o ensino pós-graduado, então inexistente no país.

No início de 1974, o autor foi convidado pelo primeiro Reitor da Universidade Nova para criar e desenvolver um sector na área da Geotecnia, visando instituir o ensino pós-graduado das suas disciplinas científicas, tendo então sido contratado pela UNL para o efeito e para a coordenação dos cursos.

Os estudos realizados, em harmonia com as necessidades do mercado, permitiram lançar no ano de 1975/76 os primeiros cursos de pós-graduação na área de Geotecnia, um em Geologia de Engenharia e outro em Mecânica dos Solos, com sobreposição de cerca de 50% das disciplinas de cada curso, incluindo-se nesses 50% os temas da Mecânica das Rochas, numa percentagem de cerca de 20%.

Atendendo à carência do corpo docente próprio da UNL o lançamento dos cursos com o nível e o prestígio que rapidamente atingiram só foi possível com recurso à colaboração de Especialistas e Investigadores do LNEC e de alguns poucos professores de outras Universidades.

Com a legislação de 1980 (Dec.-Lei 263/80) que criou os Mestrados em Portugal, foi possível transformar os Cursos de Especialização em Geologia de Engenharia e em Mecânica dos Solos em Mestrados com a mesma designação e o mesmo curriculum lectivo, sendo necessário, para a obtenção do grau, a elaboração de uma dissertação e a sua discussão pública.

A estrutura inicialmente estabelecida em 1975 manteve-se praticamente inalterada até há poucos anos atrás, tendo ambos os cursos tido significativo sucesso, expresso no número de alunos que os frequentaram (cerca de 350 alunos, dos quais mais de 100 obtiveram o grau de Mestre, sendo cerca de 60 em Geologia de Engenharia). Aproximadamente 10% do total dos alunos vieram de numerosos países da Europa e da América Latina.

Ao longo do tempo, o autor foi publicando informação sobre a evolução dos cursos e do seu conteúdo, em Congressos e revistas, sendo talvez a mais significativa a comunicação apresentada na XI Conferência Europeia de Mecânica dos Solos de Copenhague, com o título “Geotechnical Education at Graduate Level. 18 years of Experience at the New University of Lisbon” (Oliveira 1995).

Nos anos 80 várias Universidades oferecendo cursos de licenciatura em Engenharia Civil, Engenharia de Minas e Geologia, passaram a oferecer também uma licenciatura em Engenharia Geológica com a duração de 5 anos, seguindo um conceito anteriormente originado nos Estados Unidos (Geological Engineering), visando obter um compromisso entre o ensino de matérias da área da Engenharia e um conteúdo significativo de disciplinas da área da Geologia. Esse conceito variou de escola para escola mas, no essencial, baseou-se em ampliar a formação nas áreas da Matemática, da Mecânica dos Materiais, da Hidráulica, da Informática, etc., reduzindo, do lado da Geologia, as disciplinas de carácter mais naturalista (Oliveira 2008).

Uma das opções destes cursos de Engenharia Geológica é a área da Geotecnia, com apreciável componente de disciplinas de Geologia de Engenharia, permitindo aos seus licenciados uma mais fácil integração no mercado de trabalho.

Actualmente existem alguns cursos de Engenharia Geológica no nosso país, com opções na área da Geotecnia.

A UNL foi a primeira Universidade a criar essa licenciatura no ano lectivo 1983/84. Um número significativo dos alunos que obtiveram a licenciatura, nos cerca de 20 anos que se seguiram, frequentaram posteriormente o seu Mestrado em Geologia de Engenharia.

A partir do ano lectivo 2006/2007 com a adaptação dos cursos universitários em Portugal ao “Processo de Bolonha” a estrutura dos cursos de Geologia e de Engenharia Geológica foi reformulada, diferentemente de escola para escola, continuando no entanto algumas das Universidades a proporcionar formação em Geologia de Engenharia ao seus alunos, em especial no 2º ciclo dos estudos, sendo apenas possível maior especialização, por via escolar, através da frequência de cursos de 3º ciclo, oferecidos na área da Geotecnia, actualmente apenas pela associação do Instituto Superior Técnico (IST) com a UNL e o apoio do LNEC.

Em anexo figura uma lista de livros de texto gerais de Geologia de Engenharia, com início em 1955.

4 – PERSPECTIVAS

Tem-se verificado na última década uma evolução na intervenção da Geologia de Engenharia em algumas situações mais tradicionais, mas também a sua actuação em novos temas cuja importância é crescente e que exigem a contribuição de várias disciplinas sob a forma de significativa interpenetração.

No primeiro caso, a evolução reflecte essencialmente desenvolvimentos informáticos que permitem elaborar interpretações dos dados recolhidos no reconhecimento geológico, nos trabalhos de prospecção geotécnica e em ensaios “*in situ*” e de laboratório, com qualidade crescente. Não se trata de criar novos métodos de prospecção ou de ensaio, já que os existentes satisfazem as exigências para caracterização adequada dos terrenos, nem de experimentar novas metodologias de estudo.

Trata-se da contribuição, por um lado, dos meios de aquisição de informação tais como a obtenção de imagens em formato digital e o varrimento por laser e, por outro, a maior capacidade de tratamento dessa informação, os sistemas de informação geográfica, as bases de dados alfanuméricas georreferenciadas e a modelação tridimensional.

No segundo caso, pode incluir-se as temáticas dos novos materiais de construção, a valorização dos materiais existentes, a recuperação de áreas degradadas, os aterros de resíduos, a análise, prevenção e mitigação de riscos naturais de natureza geológica, o zonamento sísmico e a definição da acção sísmica que evidenciam claramente a importância crescente das questões ambientais e uma maior consciencialização sobre a necessidade de melhor as atender (Oliveira 1997).

Daqui decorre a indispensabilidade de continuar a formação universitária em Geologia de Engenharia, capacitando os profissionais para intervir nos problemas mais delicados que afectam a sociedade moderna, com um espírito de abertura quer às novas tecnologias quer a intervenções cada vez mais interdisciplinares.

5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Choffat, P. (1889). “Etude géologique du tunnel du Rocio. Contribution à la connaissance du sous-sol de Lisbonne.” *Memórias da Comissão dos Trabalhos Geológicos de Portugal*. pp 106.
- Dearman, W. R., Oliveira R. (1978). “IAEG Commission on Teaching and Training in Engineering Geology : Final Report.” In: *Bulletin of the IAEG N° 18*, Krefeld.
- Lugeon, M. (1933). “Barrages et Géologie”. *Librairie de l’Université, Lausanne*. pp 136.
- Oliveira, R. (1983). “Estudo Geotécnico de Maciços Rochosos de Fundação de Barragens. Contribuição da Geologia de Engenharia.” *Programa de investigação para Investigador Coordenador*. LNEC, Lisboa.
- Oliveira, R. (1995). “Geotechnical Education at Graduate Level. 18 Years of Experience at the New University of Lisbon.” *Proceedings of the XI European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Copenhagen*. pp 6.151-6.156.
- Oliveira, R. (1997). “Teaching Environmental Subjects in Engineering Geological Education.” *Proceedings International Symposium on Engineering Geology and the Environment, Athens*. pp 3649-3654.
- Oliveira, R. (2008). “Geo-Engineering Education and Training. The Past and the Future.” *Proc. International Conference on Education and Training in Geo-Engineering Sciences, Constantza – Romania*. pp 79-86.
- Terzaghi, K. (1925). “Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage”. *Deuticke, Vienna*.
- Terzaghi, K. (1929). “Effect of Minor Geologic Details on the Safety of Dams,” *American Institute of Mining and Metallurgical Engineers, Inc., Proceedings of New York Meeting, New York*.

ANEXOS

Presidentes da AIGE

- 1964 - 1968: Prof. Asher SHADMON (Israel)
- 1968 - 1972: Acad. Prof. Quido ZARUBA (Czechoslovakia)
- 1972 - 1978: Prof. Marcel ARNOULD (France)
- 1979 - 1982: Acad. Prof. Evgenii Mikhailovich SERGEEV (USSR)
- 1983 - 1986: Prof. Michael LANGER (Germany)
- 1987 - 1990: Prof. Owen L. WHITE (Canada)
- 1991 - 1994: Prof. Ricardo OLIVEIRA (Portugal)

1955 - 1998: Prof. Paul MARINOS (Greece)
1999 - 2002: Prof. WANG Sijing (P.R. of China)
2003 - 2006: Dr. Niek RENGERS (The Netherlands)

Congressos Internacionais da AIGE

1º (1970) Paris – France
2º (1974) São Paulo – Brazil
3º (1978) Madrid – Spain
4º (1982) New Delhi – India
5º (1986) Buenos Aires – Argentina
6º (1990) Amsterdam – Netherlands
7º (1994) Lisbon – Portugal
8º (1998) Vancouver – Canada
9º (2002) Durban – South Africa
10º (2006) Nottingham – Great Britain
11º (2010) Auckland New Zealand)

Distinguidos com a “Hans Cloos Medal”

1977 – Quido Záruba (Czechoslovakia)
1978 – Léon Calembert (Belgium)
1980 – Marcel Arnould (France)
1982 – Richard Wolters (Germany)
1984 – Leopold Müller (Austria)
1986 – Evguenii M. Sergeev (Russia)
1989 – David J. Varnes (United States of America)
1990 – William R. Dearman (United Kingdom)
1992 – Michael Langer (Germany)
1994 – William R. Judd (United States of America)
1996 – Ricardo Oliveira (Portugal)
1998 – Owen L. White (Canada)
2000 – Paul G. Marinos (Greece)
2002 – Sir John Knill (United Kingdom)
2004 – Prof. Ing Vincenzo Cotecchia (Italy)
2006 – Dr. Robert L. Schuster (United States of America)
2008 – Prof. Wang Sijing (P. R. China)

Distinguidos com o “Richard Wolters’ Prize”

1988 – Kiril Anguelov (Bulgaria)
1992 – Lorenz Dobereiner (Brazil) (Honorary mention: Sarra Pistone, Argentina)
1996 – Cees J. Van Western (The Netherlands) (Honorary mention: Huang Runqiu, P. R. of China)
1998 – QinSiqing (P. R. of China)
2000 – Jian Zhao (Singapore)
2002 – Atiye Tugrul (Turkey) (Honorary mentions: Réjean Couture, Canada, Filipe Telmo Jeremias, Portugal)
2004 – Prof. Ing Vincenzo Cotecchia (Italy)
2006 – Dr. Robert L. Schuster (United States of America)
2008 – Prof. Wang Sijing (P. R. China)

Textos gerais de Geologia de Engenharia (livros)

- 1955 – Gignoux, M. et R. Barbier – Géologie des Barreges et des Aménagements Hydrauliques. Masson. Paris.
- 1957 – Krynine D. and W. Judd – Principles of Engineering Geology and Geotechnics. Mc Graw-Hill. New York.
- 1959 – Goguel, J. – Application de la géologie aux Travaux de l'Ingénieur. Masson. Paris.
- 1959 – Desio, A. – Geologia applicata alla Ingegneria. Hoepli. Milano.
- 1962 – Legget R. – Geology and Engineering. Mc Graw-Hill. Tokio. 2ª edição; (1ª edição 1942).
- 1969 – Duncan, N. – Engineering Geology and Rock Mechanics. Leonard Hill. London.
- 1971 – Letourneur, J. et R. Michel – Géologie du Génie Civil. Armand Colin. Paris.
- 1974 – Blyth, F. and M. H. de Freitas – A Geology for Engineers. Edward Arnold. London. 6ª edição (1ª edição 1943).
- 1975 – Chiossi, N. – Geologia Aplicada à Engenharia. Grémio Politécnico. S. Paulo.
- 1976 – Zaruba, Q. and V. Mencl – Engineering Geology. Elsevier. Amsterdam.
- 1976 – Attewell, P. and I. Farmer – Principles of Engineering Geology. Chapman and Hall. London.
- 1978 – Knill, J. L. – Industrial Geology. Oxford University Press. Oxford.
- 1980 – Bell, F.G. – Engineering Geology and Geotechnics. Butterworth & Co. London.
- 1980 – Antoine P. et D. Fabre – Géologie appliquée au Génie Civil. Masson. Paris.
- 1984 – Bowen, R. – Geology in Engineering. Elsevier. London.
- 1984 – Levêque, P.CH – Geologie Appliquée. Technique et Documentation – Lavoisier. Paris.
- 1988 – Johnson, R. B. and J. V. Decraff – Principles of Engineering Geology. John Wiley & Sons. USA.
- 1993 – Bell, F. G. – Engineering Geology. Blackwell. Oxford. UK.
- 1998 – Oliveira, A. S. e S. Brito – Geologia de Engenharia. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. São Paulo (Brasil).
- 2002 – González de Vallejo, L. et al – Ingeniería Geológica. Prentice Hall. Madrid (Espanha).
- 2009 – Rodrigues dos Santos, A. – Geologia de Engenharia. Conceitos, Métodos e Prática. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. São Paulo (Brasil). 2ª edição (1ª edição 2002)

RECALQUE EM ATERROS: INFLUÊNCIA DA COMPOSIÇÃO DOS RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS, DO CLIMA E DA BIODEGRADAÇÃO

Settlement in landfills: influence of the composition of the municipal solid wastes, of the climate and of biodegradation

Perboyre Barbosa Alcântara*

José Fernando Thomé Jucá**

RESUMO – Este trabalho aborda a evolução dos recalques em aterros experimentais considerando-se a influência de condições climáticas, a composição dos resíduos sólidos urbanos e a evolução do processo de biodegradação. Para isso, foram construídos dois aterros simulados com um volume de aproximadamente 10 m³. Os experimentos, monitorados em condições de campo, foram construídos na área do Aterro de Resíduos Sólidos de Muribeca localizado na Região Metropolitana do Recife (PE), Brasil. Os recalques foram medidos utilizando-se placas apoiadas no topo da camada de resíduos e através de discos magnéticos. Além dos recalques foram avaliados outros parâmetros como temperatura, composição do biogás e concentração de microrganismos. As curvas de recalques obtidas apresentaram comportamentos distintos, sendo que o experimento operado sob condições climáticas mais favoráveis ao processo de biodegradação e com um maior percentual de matéria orgânica, apresentou um recalque específico consideravelmente maior.

ABSTRACT – This work approaches the evolution of the settlements in experimental landfills considering the influence of climatic conditions, the composition of the municipal solid wastes and the evolution of the biodegradation process. For that, two simulated landfills were built with a volume of 10 m³ approximately. The experiments, monitored in field conditions, were built in the Muribeca Solid Waste Landfill, in the Metropolitan Area of Recife (PE), Brazil. The settlements were measured using leaning plates on the top of the layer of wastes and through magnetic disks. Besides settlements were evaluated other parameters such as temperature, biogas composition and concentration of microorganisms. The settlement curves obtained presented different behaviors and the experiment operated under more favorable climatic conditions to the biodegradation process and with a large percentual of organic matter, introduced a considerably larger specific settlement.

PALAVRAS CHAVE – Recalque, aterro de resíduos sólidos urbanos, biodegradação.

1 – INTRODUÇÃO

A Geotecnia Ambiental assume um papel relevante na área de resíduos sólidos, contribuindo, decisivamente, nos estudos relacionados à seleção de áreas, projeto, construção, operação e encerramento de aterros. Nesse sentido, uma importante contribuição da Geotecnia está relacionada à medição, análise e previsão de recalques nos aterros de resíduos sólidos urbanos que sofrem reduções volumétricas significativas, devido aos processos de degradação e à alta compressibilidade dos resíduos.

* Engenheiro Civil, Professor Doutor, Coordenadoria de Engenharia Ambiental, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará (IFCE) - Campus Juazeiro do Norte. E-mail: perboyre@ifce.edu.br.

** Engenheiro Civil, Professor Associado Doutor, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco (UFPE). E-mail: jucah@ufpe.br

Os resíduos sólidos urbanos são formados por materiais naturais ou artificiais de diversas categorias, formas e tamanhos, podendo apresentar enormes variações nas suas propriedades de deformação e degradabilidade. Dessa forma, os mecanismos que governam as deformações em aterros são muito complexos e envolvem aspectos físicos e bioquímicos, o que torna difícil a estimativa dos recalques da massa de resíduos. Mesmo assim, os estudos desenvolvidos nessa área têm conseguido avançar através de estudos que procuram integrar a biodegradação e o comportamento mecânico dos resíduos aterrados (Alcântara, 2007).

O monitoramento dos recalques visa, num primeiro momento verificar se as deformações medidas estão dentro de uma faixa aceitável, de modo que a integridade e o bom funcionamento do aterro estejam assegurados. Esse aspecto torna-se relevante, tendo em vista que para outros materiais presentes no aterro, como os materiais utilizados nos sistemas de drenagem e os solos dos sistemas de cobertura e de base, a ruptura possa ser atingida a um nível de deformação muito menor do que o observado nos resíduos. Através das análises dos resultados desse monitoramento, podem ser observados os desvios em relação ao previsto no projeto e serem sugeridas correções visando à redução de futuros problemas (Lopes e Gomes, 2000).

Como referido, uma grande parcela do recalque está associada à degradação dos resíduos aterrados. Dessa forma, embora conclusões a respeito da biodegradação não devam ser feitas exclusivamente a partir de dados de recalques (Benson *et al.*, 2007), eles podem ser usados como um parâmetro auxiliar na avaliação da velocidade e do estágio de decomposição da matéria orgânica, sendo também, úteis para, eventualmente, se avaliar a potencialidade do aumento de vida útil do aterro e de seu uso depois do fechamento (Al-Yaqout e Hamoda, 2007).

Os principais mecanismos que condicionam os recalques observados na massa de resíduos são: ações mecânicas, reorientação de partículas, transformações por reações físico-químicas e decomposição bioquímica com perda de massa na forma de gás e líquidos drenados (Olivier e Gourc, 2007). Conforme Manassero *et al.* (1996), a magnitude do recalque é afetada por vários fatores, destacando-se a densidade, o índice de vazios inicial, o grau de compactação, a composição dos resíduos, o teor de matéria orgânica, a altura do aterro, o nível de lixiviado, o sistema de drenagem de líquidos e gases e os fatores ambientais. A idade e a composição dos resíduos são de fundamental importância para a avaliação de seu potencial de recalque, podendo-se afirmar que aterros mais antigos possuem um menor potencial de recalque que os aterros mais recentes. De acordo com Benson *et al.* (2007), a introdução de líquidos em aterros pode causar recalques adicionais através de uma série de mecanismos, inclusive da lubrificação dos pontos de contatos das partículas e do amolecimento de materiais porosos e flexíveis, aumentando a massa específica dos resíduos e a biodegradação.

As condições climáticas e a composição dos resíduos são fatores relevantes que interferem na evolução do processo de degradação em aterros sanitários e, portanto, devem influenciar também na evolução e magnitude dos recalques observados em função do tempo de aterramento. Para verificar essa influência, o presente trabalho foi desenvolvido a partir do monitoramento de duas células experimentais, simulando aterros de resíduos sólidos urbanos. Os aterros simulados foram construídos na área do Aterro de Resíduos Sólidos da Muribeca situado no município de Jaboatão dos Guararapes-PE, Região Metropolitana do Recife (RMR), Brasil.

Nos últimos dez anos, além de inúmeros trabalhos realizados diretamente em aterros, diversos pesquisadores (Green e Jamenjad, 1997; Powrie e Beaven, 1999; Landva *et al.*, 2000; Watts *et al.*, 2001; Simpson & Zimmie, 2001; Warith, 2002; Ivanova *et al.*, 2003; Olivier e Gourc, 2007) têm analisado a compressibilidade de RSU em células experimentais de pequenas dimensões, o que mostra a relevância do tema. Nos estudos de aterros em escala real, o comportamento dos recalques associados às condições climáticas, a composição dos resíduos e a evolução do processo de degradação tem sido pouco explorado pela dificuldade de se manipularem as variáveis envolvidas no processo. Entretanto, o uso de células experimentais de pequenas dimensões, que representam uma

técnica bastante interessante do ponto de vista experimental, poderia contribuir para a compreensão de certos fenômenos. Dessa forma, com este trabalho procura-se colaborar para um melhor entendimento de fatores que influenciam na magnitude e na evolução dos recalques em aterros sanitários, que pode ser útil para a revisão de práticas de projeto e de manejo de aterros que muitas vezes não levam em consideração aspectos locais.

2 – MATERIAL E MÉTODOS

2.1 – Concepção dos experimentos

Os aterros simulados são construções que fogem um pouco da concepção tradicional de um aterro sanitário como se conhece, pois os resíduos são confinados em células construídas com materiais diversos, como concreto, plástico, alvenaria, metal dentre outros. Entretanto, são experimentos relativamente fáceis de operar, podendo ser construídos rapidamente com custo financeiro relativamente baixo.

No projeto dos aterros simulados foi adotada a “escala de campo”, em virtude de manter uma boa representatividade no que diz respeito à composição dos resíduos, processos internos atuantes na massa de resíduos e condições climáticas. Isso porque os experimentos de campo apresentam maiores dimensões em comparação àqueles operados em laboratório e estão submetidos aos rigores das variações de condições atmosféricas, como temperatura, insolação, chuvas, ventos e umidade. Os aterros foram projetados com seção transversal circular, visando facilitar a distribuição e a compactação dos resíduos no seu interior, uniformizar a distribuição das pressões laterais na parede interna do aterro, evitar caminhos preferenciais de percolação do lixiviado e reduzir a área da superfície lateral interna diminuindo o contato entre o lixo e a alvenaria.

2.2 – Construção das células experimentais

Os aterros simulados ou células experimentais (CE-1 e CE-2) foram construídas em alvenaria de tijolos maciços com 0,25 m de espessura, seção transversal circular com 2,0 m de diâmetro interno e um volume total aproximado de 10 m³. Na Figura 1 são observados os desenhos, corte e vista superior, que serviram de base para a construção dos experimentos. Na referida figura podem ser observados os sistemas de impermeabilização de base e de cobertura, de drenagem de lixiviados e de drenagem de águas pluviais.

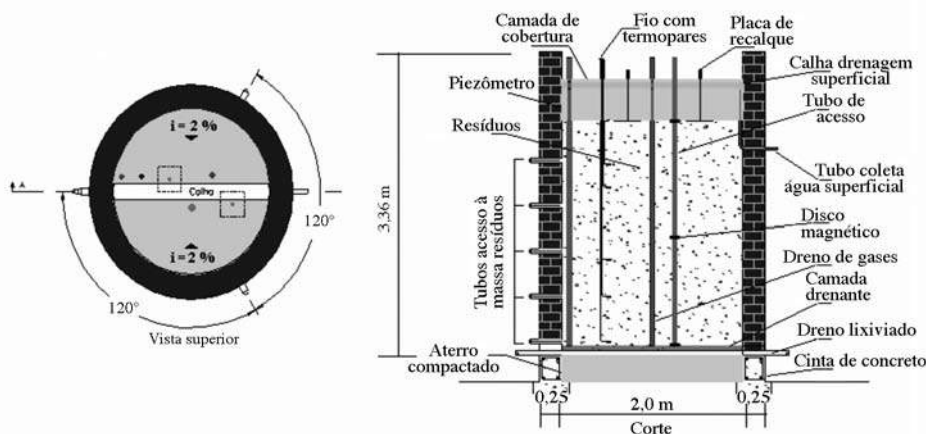


Fig. 1 – Projeto dos aterros simulados: vista superior e corte esquemático.

Nas camadas de impermeabilização de base e de cobertura foi empregado um silte arenoso que após compactação apresentou coeficiente de condutividade hidráulica da ordem de 10^{-8} m/s. Esse solo é utilizado na cobertura das células do aterro de resíduos sólidos de Muribeca.

O sistema de drenagem de lixiviados é constituído por um tubo de PVC perfurado com 40 mm de diâmetro, apoiado diretamente sobre o solo compactado e por uma camada de pedra britada com 10 cm de espessura nas bordas e 15 cm no centro, que promove a drenagem de toda área do fundo da célula (Figura 2).



Fig. 2 – Drenagem de base da célula experimental.

Para a drenagem das águas pluviais, o topo da camada de cobertura de cada célula experimental foi compactada com uma inclinação da ordem de 2,0 % para o centro, onde se instalou uma calha de PVC que coleta e conduz a água para fora da célula. Para isso, foi acoplado à calha um tubo flexível sanfonado que desce pela camada de cobertura e sai através de uma abertura lateral na alvenaria (Figura 1).

2.3 – Instrumentação

A instrumentação instalada nos aterros simulados envolveu tubos de drenagem e medição de gases, piezômetro para medição do nível de líquidos no interior da célula, sensores de temperatura e medidores de recalques superficial e em profundidade, como ilustra a Figura 1.

O dreno de gás, instalado no centro geométrico da célula, consiste de um tubo de PVC perfurado de 40 mm de diâmetro envolvido por uma camada de pedra britada para evitar a obstrução dos furos. O piezômetro consiste de um tubo de PVC com 50 mm de diâmetro, perfurado numa extensão de 20 cm a partir da extremidade inferior. Para medição das temperaturas no interior da célula foram utilizados 6 termopares do tipo k, cujos posicionamentos estão indicados na Figura 1. O primeiro termopar, ficou, inicialmente, na interface solo de cobertura / resíduos e os demais no interior da massa de resíduos.

O acompanhamento da evolução dos recalques em cada experimento foi feito a partir da instalação de 2 placas metálicas e de 3 discos magnéticos. As placas de recalques confeccionadas em chapa de aço de 8 mm, medindo 30 cm x 30 cm, com hastes em tubo galvanizado de 12,5 mm de diâmetro e 60 cm de altura foram instaladas sobre uma fina camada de solo com espessura de, aproximadamente, 2,5 cm que serviu de regularização do topo da camada de lixo.

Os discos magnéticos com diâmetros em torno de 10 cm foram posicionados, durante o enchimento das células experimentais, em um tubo de acesso com diâmetro de 32 mm, observando-se a seguinte disposição: o primeiro (D1) na base do aterro experimental, para servir de referência, o segundo disco (D2) na altura média da camada de lixo, para medir o recalque em profundidade, e o último (D3), no mesmo nível das placas, ou seja, no topo da camada de resíduos para medir o recalque superficial. A Figura 3 ilustra o posicionamento do disco magnético D2 e das placas super-

ficiais. Essa instrumentação utilizada para acompanhamento dos recalques, foi adaptada com base naquela utilizada para monitoramento de aterros sobre solos moles, conforme DNER (1998).



Fig. 3 – Posicionamento do disco magnético intermediário e das placas superficiais.

Assim, os recalques em cada aterro foram estimados em função do deslocamento vertical de duas placas e dois discos magnéticos (ímãs), um na superfície e outro em profundidade. O deslocamento de cada uma das placas foi medido por meio de levantamento topográfico de precisão, e o deslocamento dos discos através de um sensor magnético e fita métrica, que são introduzidos no interior do tubo de acesso (Figura 4) ao qual os discos estão acoplados. Quando o sensor passa por um ímã, seu comutador fecha o circuito e um sinal sonoro é, então, acionado. A posição de cada disco é lida diretamente em uma fita métrica, tendo como referência a borda do tubo de acesso. Os recalques são calculados em relação à posição de um disco de referência (D1) que permanece fixo.

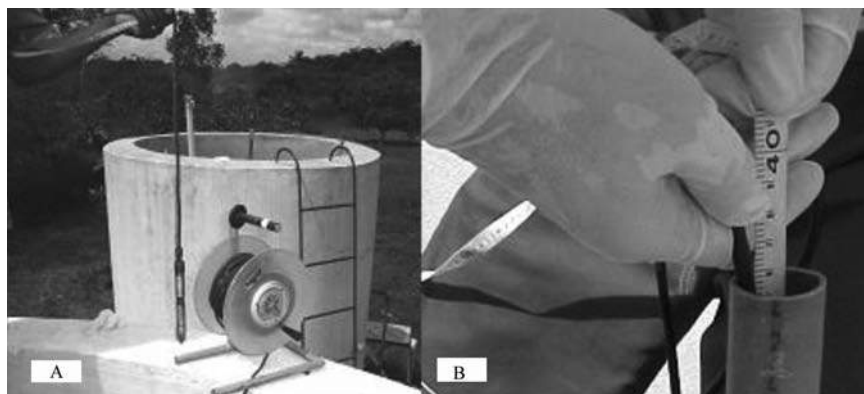


Fig. 4 – Detalhes do sensor magnético (a) e da leitura de recalque (b).

2.4 – Amostragem e preenchimento das células experimentais

Com o objetivo de obter uma amostra mais representativa dos resíduos sólidos da cidade do Recife-PE, Brasil, utilizaram-se para o preenchimento de cada uma das células, os resíduos provenientes de áreas da cidade de diferentes classes sociais: bairros de classe alta, média e baixa. Tanto para o preenchimento da CE-1 como da CE-2 foram utilizados resíduos provenientes das mesmas rotas de coleta conforme indicado nos Quadros 1 e 2. Antes do preenchimento de cada célula experimental, os resíduos foram dispostos formando três pilhas, foi feita a homogeneização de cada uma delas e redução do material por quarteamento, como ilustra a Figura 5.

Após o rompimento dos invólucros maiores e retirada de objetos de grandes dimensões como pneus, peças de madeira e pedras, os resíduos foram pesados. Além disso no caso do enchimento da CE-2, foi retirada de forma aleatória, aproximadamente, metade da massa de material plástico com base na caracterização gravimétrica. Com o objetivo de se conseguir uma massa específica próxima daquelas observadas em aterros, era colocado um volume de apenas 300 L na concha de uma escavadeira que lançava os resíduos no interior da célula experimental, formando uma camada de aproximadamente 0,10 m de altura. Em seguida, era feita a compactação manual através da aplicação de golpes de um soquete, distribuídos uniformemente em toda área superficial.

Quadro 1 – Dados de coleta dos resíduos utilizados no preenchimento da CE-1.

Bairro	Rota	Código do veículo	Horário de chegada ao aterro	Data da coleta	Massa dos resíduos (kg)
Mangueira	0670	31462	13:30	24/08/04	13.570
Encruzilhada	0638	31451	15:00	24/08/04	13.620
Casa Forte	0630	31450	12:30	24/08/04	12.010

Fonte: EMLURB / DLU – Recife/PE.

Quadro 2 – Dados de coleta dos resíduos utilizados no preenchimento da CE-2.

Bairro	Rota	Código do veículo	Horário de chegada ao aterro	Data da coleta	Massa dos resíduos (kg)
Mangueira	0670	31462	13:50	12/07/05	11.530
Encruzilhada	0638	31468	14:48	12/07/05	13.810
Casa Forte	0630	31450	12:06	12/07/05	10.670

Fonte: EMLURB / DLU – Recife/PE.

Logo após o preenchimento até a cota pré-estabelecida, foi feita uma regularização do topo da massa de resíduos com uma fina camada de solo de aproximadamente 0,025 m. Em seguida iniciou-se a compactação manual da cobertura final, resultando em uma camada com espessura média de 0,45 m. Finalmente, foi posta uma fina camada de pedra britada, para proteger o topo da camada de cobertura, facilitar a drenagem da água pluvial e reduzir o carreamento de solo pela erosão hídrica, evitando a obstrução do sistema de drenagem. Na Figura 6 observa-se a camada de cobertura imediatamente após a compactação do solo e após a conclusão da drenagem superficial.

O preenchimento de cada uma das células experimentais incluindo a camada de cobertura de solo, durou 3 dias. A CE-1 foi concluída em 27/08/2004 num período de estiagem e a CE-2 em

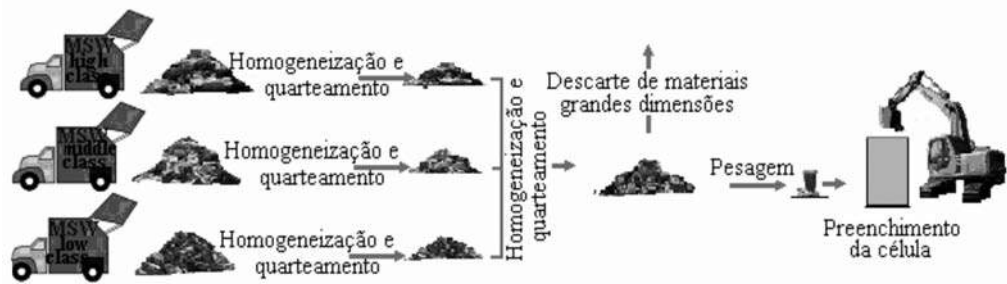


Fig. 5 – Esquema de preparação da amostra e preenchimento das células experimentais.



Fig. 6 – Camada de cobertura e drenagem superficial.

15/07/2005, ainda durante o período de chuvas intensas na região. As etapas, os procedimentos e os materiais utilizados para a construção e o preenchimento dos dois aterros foram os mesmos, excetuando-se a composição dos resíduos e o período de aterramento. Assim, eles podem ser considerados homogêneos com relação às dimensões, à técnica de disposição, à compactação dos resíduos, à camada de cobertura, à instrumentação e ao monitoramento.

2.5 – Caracterização dos resíduos

Do material preparado conforme ilustrações da Figura 5 e destinado ao preenchimento de cada célula experimental, foram coletadas amostras para caracterização física, química e microbiológica. A coleta e a preparação dessas amostras foram realizadas, seguindo recomendações de D’Almeida & Vilhena (2000) e CETESB (1990), sempre com o objetivo de se obter um material para análise que fosse representativo do todo.

Foram determinados: composição gravimétrica e massa específica aparente seguindo recomendações de CETESB (1990); granulometria por peneiramento com base na NBR 7181 (ABNT, 1984a), teor de umidade, sólidos voláteis e pH de acordo com WHO (1979) e determinação simultânea de carbono, nitrogênio e hidrogênio por análise elementar pelo método “Dynamic Flash Combustion”, em analisador elementar CHNS-O, marca CE Instruments, modelo EA 1110. Para a determinação de Carbono (C), Nitrogênio (N), Hidrogênio (H) e sólidos voláteis, os resíduos foram secos em estufa a 60 °C e processados em moinho de facas para redução da granulometria.

A quantificação de microrganismos celulolíticos anaeróbios presentes na massa de resíduo foi feita segundo APHA (1998) e Food and Drug Administration (FDA, 1984), sendo os resultados expressos em número mais provável (NMP). A quantificação foi realizada a partir de amostras de resíduos coletadas periodicamente nos tubos de acesso à massa de resíduos (Figura 1). Para cada análise eram coletadas duas amostras em cada célula experimental, sendo uma na porção superior e outra na porção inferior.

2.6 – Caracterização do solo das camadas de base e de cobertura

Do solo utilizado nas camadas de impermeabilização de base e de cobertura coletaram-se amostras para ensaios de caracterização seguindo recomendações da NBR 6457 (ABNT, 1986a), que foram submetidas aos seguintes ensaios:

- Granulometria (NBR 7181 – ABNT, 1984a);
- Limite de liquidez (NBR 6459 – ABNT, 1984b);
- Massa específica dos grãos (NBR 6508 – ABNT, 1984c);
- Limite de plasticidade (NBR 7180 – ABNT, 1984d);

- Limite de contração (NBR 7183 – ABNT, 1982);
- Compactação com energia do Proctor normal (NBR 7182 – ABNT, 1986b).

Com os resultados dos ensaios de compactação, foram moldados, com a energia do Proctor normal e na umidade ótima, dois corpos de prova com 10 cm de diâmetro por 12,7 cm de altura. Com essas amostras, previamente saturadas, determinou-se o coeficiente de condutividade hidráulica com base no método ASTM D 5084 (ASTM, 2003), utilizando um permeâmetro de parede flexível - Sistema Tri-Flex 2 - Soil Test, ELE Internacional.

Imediatamente após a execução das camadas de impermeabilização de base e de cobertura, foi determinado o teor de umidade do solo, de acordo com NBR 6457 (ABNT, 1986a) e a massa específica aparente in situ, através da cravação de anel de aço com altura e diâmetro conhecidos. Esses ensaios tiveram por objetivo avaliar se a densidade e a umidade obtida estava de acordo com o previsto nos ensaios Proctor.

3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 – Caracterização dos resíduos e da camada de cobertura

3.1.1 – Composição gravimétrica

A segregação e a pesagem dos diversos componentes do lixo para determinação da composição gravimétrica, resultaram nos gráficos apresentados na Figura 7, nos quais se observam as distribuições percentuais por categorias.

A composição do lixo utilizado na CE-1 (Figura 7) apresentou teor de matéria orgânica (45,5 %) relativamente baixo e teor de plástico (19,9 %), relativamente elevado para a região Nordeste do Brasil. Entretanto estudos recentes da composição do lixo da Cidade do Recife, incluindo 8 rotas de coleta, revelaram valores médios de 46,3 % de matéria orgânica e 19,4 % de plásticos (Mariano *et al.* 2007) que se aproximam bastante dos percentuais da CE-1. O percentual de plástico, relativamente alto, reflete o crescimento do consumo das principais resinas termoplásticas (PEBD, PEAD, PP, PS, PVC e PET) que, no Brasil, aumentou em quase 100 % de 1987 a 1998. Dados da composição dos RSU de outras grandes cidades brasileiras, como Salvador, São Paulo, Rio de Janeiro e Brasília mostram, respectivamente, teores de plásticos de 17,1%, 22,9%, 16,8% (D'almeida e Vilhena, 2000) e 15 % (Junqueira, 2000).

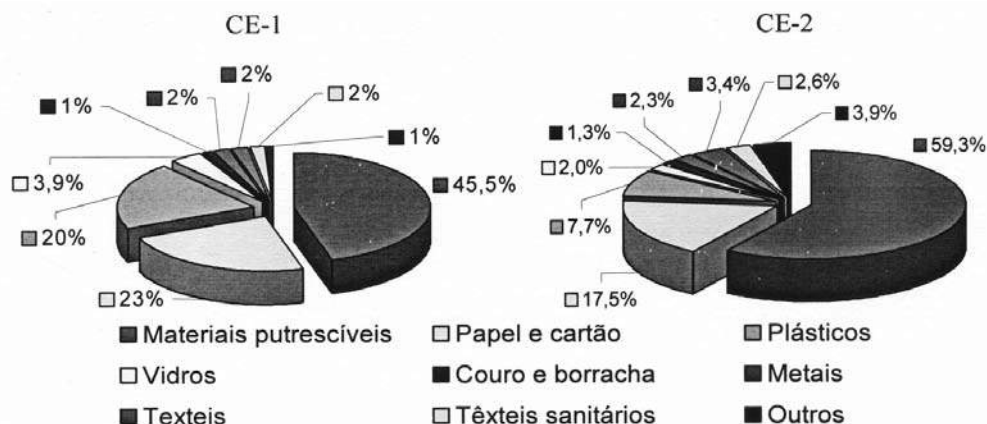


Fig. 7 – Composição gravimétrica dos resíduos das células CE-1 e CE-2.

Na CE-2, após a retirada proposital de, aproximadamente, 50 % do teor de plásticos dos resíduos frescos utilizados nesta célula, a fração referente à matéria orgânica putrescível representou 59,3 % (Figura 7), e a de plásticos ficou em apenas 7,7 %. Vale ainda ressaltar que a categoria “papel e cartão” dos resíduos utilizados na CE-1, apresentou um percentual superior ao da CE-2. Portanto a diferença principal entre a composição gravimétrica dos resíduos de um e do outro experimento, está nos percentuais dessas três categorias. O Quadro 3 apresenta o resumo da classificação dos resíduos, de acordo com a biodegradabilidade, indicando a distribuição dos percentuais de cada classe nas duas células. O item “plásticos” ficou incluído na classe de “não degradáveis”, tendo em vista o tempo de monitoramento considerado neste trabalho.

Quadro 3 – Classificação dos resíduos segundo a biodegradabilidade.

Classe	Percentual	
	CE-1	CE-2
¹ Facilmente degradáveis	45,5	59,3
² Moderadamente degradáveis	23,1	17,5
³ Difícilmente degradáveis	3,1	4,7
⁴ Não degradáveis	25,6	12,0

1 – Materiais putrescíveis; 2 – Papel e papelão; 3 – Borracha, couro (tratado), trapos; 4 – vidro, metal, plástico.

A comparação entre análises gravimétricas de RSU, obtidas em relação ao peso úmido, deve ser feita com cautela, quando não há referência ao teor de umidade da amostra. Isso porque o valor do teor de umidade, no momento da caracterização, pode alterar significativamente o resultado. Nessa pesquisa, considerando-se que os teores de umidade dos resíduos utilizados nos dois experimentos foram praticamente iguais (Quadro 4), os dados da caracterização gravimétrica podem ser comparados entre si, sem maiores problemas.

3.1.2 – Granulometria dos resíduos

A Figura 8 indica o resultado da composição granulométrica do lixo, obtida pelo método do peneiramento. Observa-se que o teor de finos foi de 22,5 % e 26,8 %, nessa ordem, para as células CE-1 e CE-2. O teor de finos foi determinado com base na Metodologia do REMECOM - Réseau Européen de Mesures pour la Caractérisation des Ordures Ménagères (DEFRA, 2004), que admite como finos os elementos menores do que 20 mm. A curva granulométrica referente a CE-2 está deslocada para a esquerda e, portanto, apresenta uma textura mais fina em toda a faixa de tamanhos analisados. Isso se deve, principalmente, à retirada de metade do teor de plásticos, cuja granulometria é predominantemente maior que a maioria dos demais componentes do lixo.

Na Figura 8, verifica-se, ainda, que as curvas encontram-se dentro da faixa granulométrica proposta por Jesseberger (1994) para resíduos sólidos urbanos. Por outro lado, encontram-se fora da faixa granulométrica estabelecida por Tchobanoglous *et al.* (1993) como base em dados de Hasselris (1984) e Winkler e Wilson (1973). Entretanto, esses dados parecem se referir ao tamanho dos resíduos medidos na fonte, o que é diferente daqueles que chegam ao aterro após serem compactados nos caminhões coletores. De qualquer modo, a comparação da granulometria de resíduos com os dados da literatura deve ser feita com cautela, tendo em vista a falta de uma padronização para o ensaio.

3.1.3 – Parâmetros físicos e químicos dos resíduos

O Quadro 4 mostra os dados de umidade e massa específica dos resíduos após a compactação nas células experimentais. A umidade da caracterização inicial dos resíduos frescos foi de, aproxi-

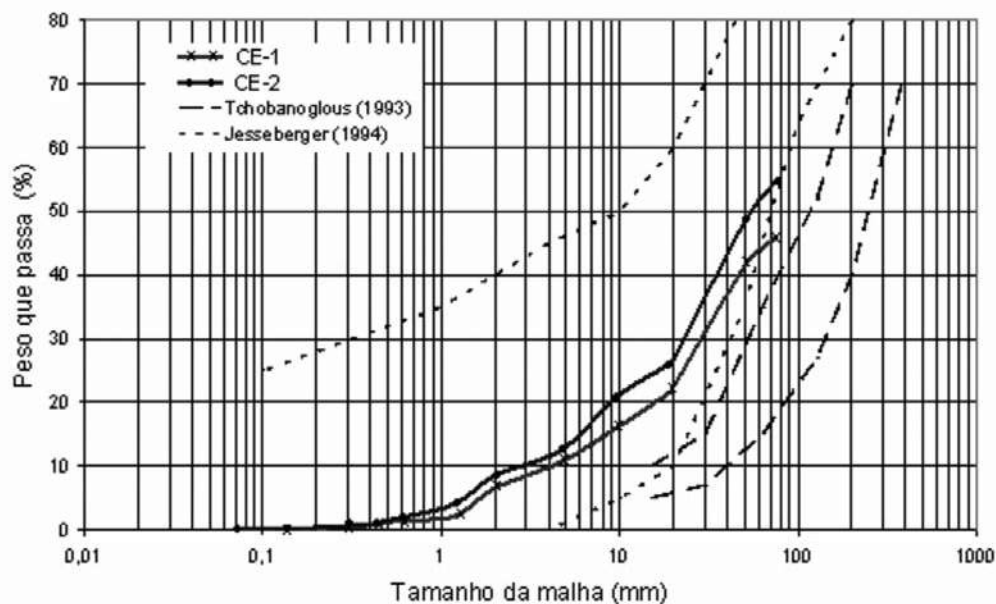


Fig. 8 – Curvas granulométricas dos resíduos sólidos utilizados.

madamente, 52 % para as duas células. Teores de umidade na faixa de 40-60 % podem ser considerados normais para as condições brasileiras (Bidone e Povinelli, 1999). Essa mesma faixa de valores também foi observada na Espanha para RSU, em estado fresco (Palma, 1995).

Quadro 4 – Caracterização físico-química dos resíduos sólidos das células.

Parâmetro	CE-1	CE-2
Teor de umidade na base úmida (%)	51,9	52,4
Massa específica aparente solta (kg/m³)	227	295
Massa específica aparente após compactação na célula (kg/m³)	661	735
Sólidos voláteis (%)	58,8	78,2
Carbono (%)	35,2	38,6
Hidrogênio (%)	5,11	5,71
Nitrogênio (%)	1,01	1,6

Os valores da massa específica, em torno de 700 kg/m³, obtidos após a compactação do lixo nas duas células, podem ser considerados dentro da faixa de variação típica de aterros de RSU que, geralmente, vai de 500 kg/m³ até 1400 kg/m³. A depender da fonte consultada, RSU com massa específica de 700 kg/m³ pode ser considerado bem compactado (Tchobanoglous *et al.*, 1993) ou moderadamente compactado (Fasset *et al.*, 1994). Em projetos de aterros no Brasil, são considerados geralmente valores de 700 a 850 kg/m³.

A análise elementar da fração orgânica (Quadro 4) indica um valor da relação Carbono/Nitrogênio (C/N) de 35 para os resíduos na CE-1, que pode ser considerado relativamente alto, e um valor de 24 na CE-2. Na digestão anaeróbica, uma relação (C/N) de 25 parece ser um valor crítico. Acima disso, o nitrogênio pode ser um nutriente limitante (Kayhanian e Hardy, 1994; Östman *et al.*, 2006) e valores baixos, da ordem de 10 a 15, podem provocar toxicidade com a liberação de

amônia (Tchobanoglous *et al.*, 1993). Por outro lado, para a compostagem de RSU, a relação C/N inicial ótima parece estar entre 30 a 40 (Pereira Neto e Mesquita, 1992).

Os resultados iniciais da relação C/N, embora bem diferentes, podem ser considerados dentro da faixa de valores esperados para RSU. Valores numa faixa de 20 a 42 para amostras de um aterro, coletadas em profundidades de 6 m a 10 m, são citados por Östman *et al.* (2006).

O teor de sólidos voláteis (SV), parâmetro muito utilizado para medida da biodegradabilidade da fração orgânica de RSU, apresentou um valor relativamente baixo para os resíduos da célula CE-1 (Quadro 4), sendo bem inferior ao observado para os resíduos da CE-2. Valores de SV na faixa de 75 – 79 % (Barlaz *et al.*, 1990; Palmisano e Barlaz, 1996) e da ordem de 85 % (Kelly, 2002) são citados na literatura internacional.

Durante o enchimento das células foram observadas temperaturas da ordem de 55 °C na CE-1 e de 63 °C na CE-2. Os resíduos, ao serem revolvidos e lançados no aterro, incorporam, em seus vazios, uma boa parcela do ar atmosférico, de modo que no primeiro instante após o aterramento, o processo de degradação é essencialmente aeróbio. Como se sabe, as transformações biológicas, sob condições aeróbias, são fortemente exotérmicas e liberam grandes quantidades de calor, o que explica essa elevação inicial de temperatura. A temperatura na fase aeróbia mostrou-se substancialmente mais elevada na CE-2, o que pode ser explicado pelo maior conteúdo de matéria orgânica facilmente degradável, resultando conseqüentemente numa maior atividade microbiana. Entretanto, após a redução do oxigênio (O₂) e o estabelecimento de condições anaeróbias, a temperatura dos resíduos nas duas células ficaram dentro da faixa mesofílica (Figura 9). De um modo geral, verificou-se que, na CE-2, a temperatura do lixo permaneceu mais estável, o que é desejável, pois variações bruscas podem afetar negativamente a taxa de degradação. Os valores foram também maiores em relação à temperatura média do ambiente que parece ter exercido uma menor influência na temperatura interna da CE-2, como sugerem os gráficos da Figura 9. As melhores condições de

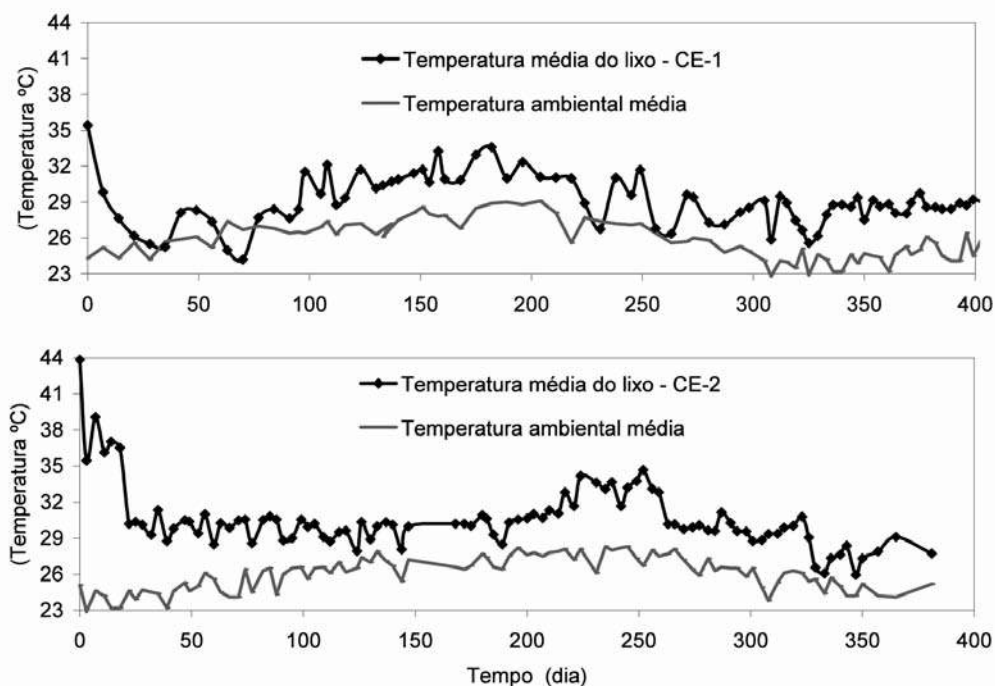


Fig. 9 – Variação da temperatura da massa de resíduos e do ambiente.

umidade, a maior concentração de matéria orgânica e o maior crescimento microbiano nessa célula, possivelmente, contribuíram de modo significativo para isso.

3.2 – Caracterização das camadas de base e de cobertura

Conforme os dados da caracterização, os solos analisados possuem elevados teores de finos (mais de 50 %, em peso, passou na peneira 200 - 0,075 mm) e elevada plasticidade com limite de liquidez (LL) > 50 (Quadro 5 e 6). De acordo com o sistema de classificação (ASTM D 2487 – 85, ASTM, 1987) baseado nos limites de Atterberg e em dados da granulometria, os solos são classificados dentro do universo dos solos finos, grupo MH, sendo designados como silte elástico arenoso. Esses solos, quando compactados, apresentam baixos coeficientes de condutividade hidráulica. De fato o coeficiente de condutividade hidráulica (kv) do solo usado na cobertura e na impermeabilização de base da CE-1 foi de $1,1 \times 10^{-8}$ m/s, quando compactado na umidade ótima (21 %) e de $2,7 \times 10^{-9}$ m/s quando compactado acima da ótima e na condição de campo (w = 25,5%), ou seja, com umidade e massa específica aparente seca aproximadamente iguais às obtidas logo após a compactação da camada de cobertura (Quadro 5). Já para a amostra de solo obtida da CE-2 e também na condição de campo da camada de cobertura (Quadro 6), o valor de kv foi de $9,7 \times 10^{-10}$ m/s. O valor de kv obtido na condição de campo é característico de solos que podem ser considerados impermeáveis e está de acordo com o especificado por USEPA (Daniel, 1995) para camadas de cobertura final de aterros sanitários.

Nos Quadros 5 e 6, pode-se observar que os valores de massa específica dos grãos são iguais para as duas amostras, o que já era esperado por se tratar de solos de mesma origem. Ainda, nos referidos quadros, observam-se os dados de umidade e massa específica aparente seca para o solo compactado no laboratório e compactado na condição de campo imediatamente após a conclusão de cada uma das camadas de cobertura. Nota-se que, em ambos os casos, o solo foi compactado no ramo úmido, com umidade acima da ótima e, portanto, os valores de $\rho_{d \text{ campo}}$ foram inferiores, nos dois casos, à $\rho_{d \text{ máx}}$. Mesmo assim, ainda se atingiram graus de compactação na faixa de 93 % - 97 %. É importante frisar que o solo foi compactado acima da ótima, porque a sua umidade natural estava muito elevada e, por questões operacionais, não foi possível corrigi-la.

Quadro 5 – Características do solo e das camadas de cobertura e impermeabilização de base (CE-1).

Características do solo							
ρ_s (g/cm ³)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	LC (%)	Classificação	w _{ot} - Proctor normal - (%)	$\rho_{d \text{ máx}}$ (g/cm ³)
2,650	56	36	20	28,5	MH	21,0	1,586
Características da camada de cobertura				Características da camada de base			
w (%)		ρ_d (g/cm ³)		w (%)		ρ_d (g/cm ³)	
25,5		1,498		25,5		1,538	

w = teor de umidade; w_{ot} = umidade ótima; $\rho_{d \text{ máx}}$ = massa específica aparente seca máxima; ρ_s = massa específica dos grãos; LL = limite de liquidez; LP = limite de plasticidade; IP = índice de plasticidade; LC = limite de contração.

Os dados da caracterização do solo, incluindo condutividade hidráulica, compactação no campo e em laboratório, indicam que, do ponto de vista geotécnico, as camadas de cobertura e de base dos dois experimentos podem ser consideradas homogêneas. Portanto, na prática, devem apresentar, do ponto de vista geotécnico, comportamentos semelhantes e não devem influenciar, de forma diferenciada, o comportamento global das células experimentais.

Quadro 6 – Características do solo e das camadas de cobertura e impermeabilização de base (CE-2)

Características do solo							
ρ_s (g/cm ³)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	LC (%)	Classificação	w _{ot} - Proctor normal - (%)	$\rho_{d\text{ máx}}$ (g/cm ³)
2,65	52	33	19	26	MH	20,2	1,620
Características da camada de cobertura				Características da camada de base			
w (%)		ρ_d (g/cm ³)		w (%)		ρ_d (g/cm ³)	
25,5		11,501		26,0		1,515	

w = teor de umidade; w_{ot} = umidade ótima; $\rho_{d\text{ máx}}$ = massa específica aparente seca máxima; ρ_s = massa específica dos grãos; LL = limite de liquidez; LP = limite de plasticidade; I_p = índice de plasticidade; LC = limite de contração.

3.3 – Precipitação pluviométrica e umidade dos resíduos

As células experimentais foram construídas em períodos distintos. Entre o início de operação da CE-1 e da CE-2 existe um intervalo de 322 dias (Figura 10). O período correspondente aos 214 dias iniciais de monitoramento da CE-1 foi marcado por baixos índices de precipitação pluviométrica e elevados valores de evaporação, resultando num balanço hídrico negativo com um déficit hídrico acumulado de, aproximadamente, 800 mm. Em decorrência dessa condição climática as umidades médias dos resíduos e da camada de cobertura que, inicialmente, eram de 51,9 % (Tabela 4) e de 25,5 % (Quadro 5) reduziram, nos primeiros meses, para 29 % e 9 %, respectivamente.

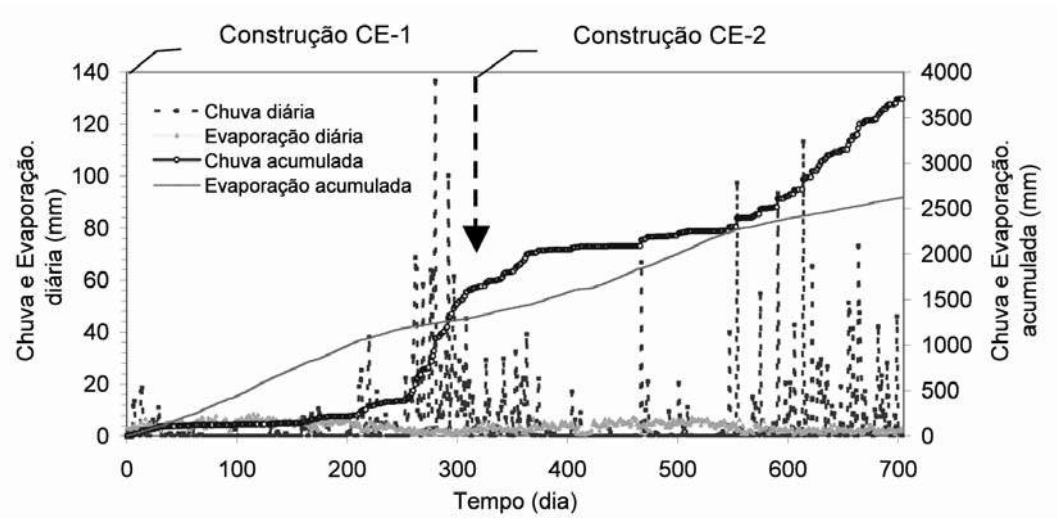


Fig. 10 – Precipitação pluviométrica e evaporação no período de monitoramento.

A CE-2 foi construída em um período caracterizado por chuvas regulares, evaporação relativamente baixa e excedente hídrico (Figura 10). Na referida célula, a umidade média dos resíduos permaneceu mais constante e sempre acima da umidade inicial que era de 52,4 % (Quadro 4). Isso, possivelmente, contribuiu para uma melhor evolução do processo de biodegradação dos resíduos, tanto que o estabelecimento de condições anaeróbias com produção de CH₄ e CO₂ na faixa de 60 % - 40 %, típico de aterros de RSU na fase metanogênica, ocorreu mais rápido na CE-2 em relação à CE-1.

3.4 – Monitoramento do biogás

O acompanhamento da fase gasosa no interior dos aterros simulados foi realizado através de medições diretas no tubo de drenagem de gases nas quais se obtiveram os valores das concentrações de metano e de dióxido de carbono. Como se sabe, em condições anaeróbias, o metano (CH_4) e o dióxido de carbono (CO_2) são os principais gases gerados durante a biodegradação de resíduos sólidos urbanos. Normalmente, a soma da concentração desses gases, representa, em volume, mais de 95 % do biogás (USEPA, 1995). A produção de CO_2 e CH_4 e a proporção entre eles depende do equilíbrio dinâmico entre os diversos grupos microbianos que atuam na degradação dos resíduos e de diversos parâmetros físicos e químicos. Além disso, a formação do metano é considerada a etapa final do processo de bioconversão da matéria orgânica sob condições anaeróbias.

Os resultados apresentados na Figura 11 ilustram a evolução das concentrações de CH_4 e CO_2 durante o tempo de monitoramento dos dois experimentos. Na CE-1, (Figura 11a), até o dia 107, não foi detectada a presença de metano no dreno de gás, e, com 176 dias de monitoramento, foi registrada uma concentração de apenas 2,9 %. A partir daí, verifica-se um aumento constante.

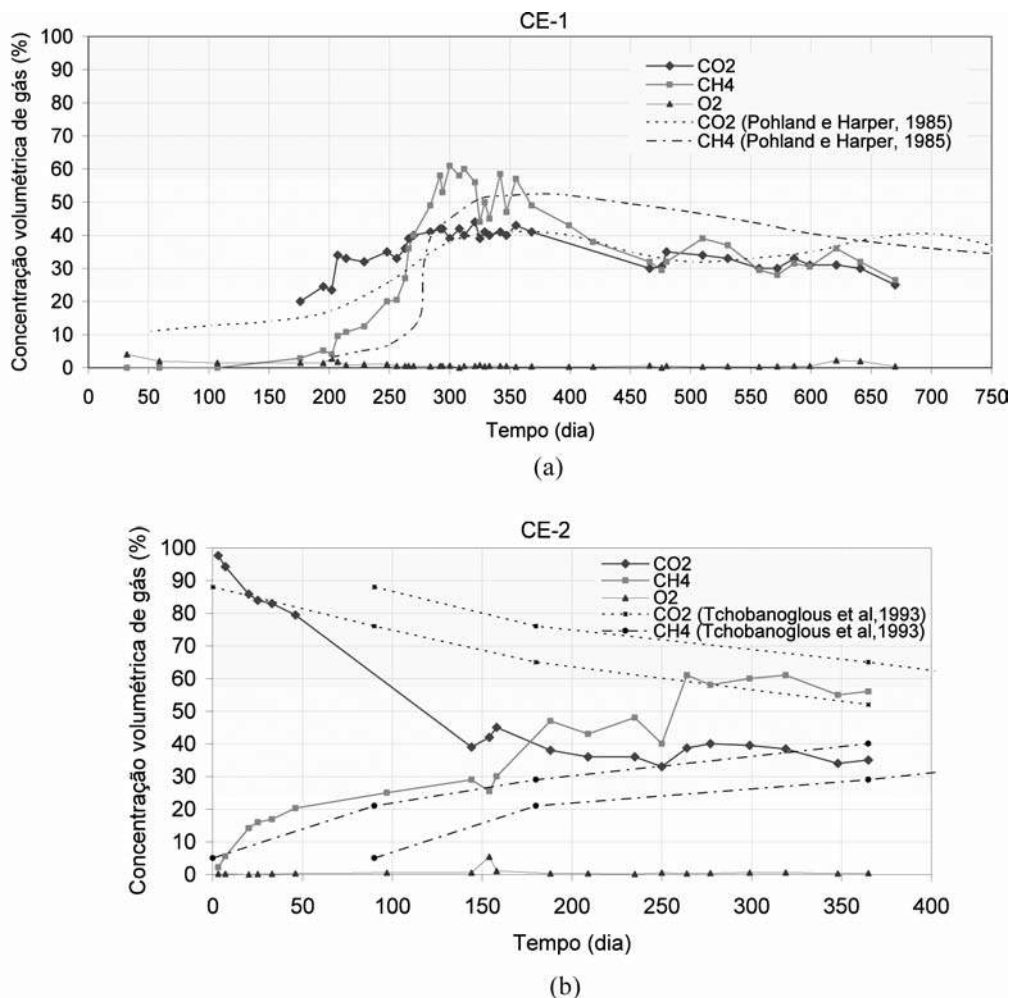


Fig. 11 – Concentração volumétrica de CH_4 , CO_2 e O_2 em função do tempo de aterramento dos resíduos.

Os resultados (Figura 11a) mostram que os valores das concentrações de CO_2 crescem juntamente com as concentrações de CH_4 , apresentando um comportamento diferente do esperado. Isso considerando a maioria dos modelos conceituais que procuram estabelecer tendências da geração de biogás em função das fases de degradação (Farquhar e Rovers, 1973; Tabasaran, 1976 e Rees, 1980) nos quais a concentração de CO_2 cresce rapidamente nas fases iniciais, até atingir um pico máximo, decrescendo depois, à medida que aumenta a concentração de CH_4 , tendendo à estabilização na faixa de 40 %, quando o processo de degradação avança na fase metanogênica. Entretanto, os valores experimentais tanto de CO_2 como de CH_4 , surpreendentemente, se aproximaram bastante do modelo conceitual de comportamento desses gases em aterros, sugerido por Pohland e Harper (1985), como pode ser visto na Figura 11a. Portanto, é bem provável que as concentrações de CO_2 , durante o período compreendido entre os dias 50 e 170, tenham seguido uma trajetória próxima da curva teórica indicada na referida figura. Esse comportamento pode ser explicado, possivelmente, pela redução do teor de umidade dos resíduos nas fases iniciais, criando condições desfavoráveis à atividade das bactérias fermentativas. Quando essas condições foram restabelecidas, as condições do meio já eram adequadas, também, à atividade dos grupos microbianos metanogênicos que consomem o CO_2 , não permitindo uma grande elevação na concentração desse gás. Isso pode ser observado no período compreendido entre os dias 200 e 300, pois, à medida que aumenta o teor de CH_4 verifica-se uma redução no teor de CO_2 . Durante o período de pico da concentração volumétrica de metano, os valores de CO_2 permaneceram num patamar em torno de 40 %, que é típico de aterros de RSU na fase metanogênica (Bogner *et al.*, 1997).

Na CE-2 (Figura 11b) a produção de metano ocorreu logo no início do processo. Com apenas três dias, já foi detectada uma concentração de 2,2 % e, antes dos 50 dias, já ultrapassava os 20 %. A partir daí, apresentou uma taxa de crescimento consistente, porém, mais lenta, vindo atingir os valores de pico com concentrações em torno de 60 % somente entre os dias 260 e 350. No mesmo período, semelhante ao observado na CE-1, as concentrações de CO_2 permaneceram próximas de 40 %, reproduzindo os valores típicos máximos para aterros na fase metanogênica que são de 50-60 % para CH_4 e 40-50 % para CO_2 (Farquhar e Rovers, 1973; Augenstein e Pacey, 1991; Reinhart, *et al.*, 1992; Tchobanoglous *et al.*, 1993; Bogner *et al.*, 1997 e Benson *et al.*, 2007).

As concentrações iniciais de CO_2 , muito elevadas, atingindo um valor máximo em torno de 98 % com 3 dias de monitoramento, denotam que as condições iniciais foram favoráveis à intensa atividade da microbiota e que as fases aeróbia inicial e de transição para condições anaeróbias ocorreram rapidamente, uma vez que esses percentuais tão elevados são característicos da fase ácida anaeróbia. Barlaz (1996) apresenta percentual de CO_2 acima de 90 %, medido em pequenos lisímetros de bancada com menos de 10 dias de operação.

A medida que se intensifica a atividade metanogênica, denotada pela elevação do percentual de CH_4 , ocorre uma redução dos percentuais de CO_2 até uma estabilização em torno de 40 %. Esse comportamento é semelhante ao sugerido pela maioria dos modelos conceituais (Farquhar e Rovers, 1973; Tabasaran, 1976; Rees, 1980). Comportamento, praticamente, idêntico ao da Figura 11b, foi observado por Olivier e Gourc (2007), utilizando uma célula experimental (operada em laboratório) com 0,98 m² de área, submetida a uma compressão vertical de 130 kPa. Resultados semelhantes também foram obtidos por Barlaz *et al.* (1989a) a partir de estudo realizado em pequenos reatores de bancada, sendo verificado um percentual de CO_2 acima de 90%, com 7 dias de operação e percentual de CH_4 de 21 %, com 34 dias. A diferença é que, no referido estudo, foi feita a homogeneização do substrato, utilizando-se, apenas, as partículas inferiores a 2 cm, controle de umidade e recirculação de lixiviado neutralizado, enquanto que, no presente trabalho, o processo ocorreu de modo natural, semelhante ao que ocorre em aterros.

Ainda na Figura 11b, estão indicados os valores médios da evolução dos percentuais de CO_2 e CH_4 em uma célula de aterro, considerando-se o mínimo e o máximo de cada intervalo de tempo sugerido, conforme dados apresentados por Tchobanoglous *et al.* (1993). Verifica-se que os

resultados da CE-2 seguem a mesma tendência, mas a redução de CO₂ e o incremento do percentual de CH₄ ocorreram mais rapidamente do que o observado no aterro, como era de se esperar pelo volume relativamente pequeno dos experimentos.

A comparação dos resultados dos dois experimentos mostra que a evolução dos percentuais dos principais componentes do biogás é bem diferente, tanto em valores relativos como absolutos. Considerando o percentual de metano na duas células, observa-se que, na CE-1, houve um retardo na geração desse gás de, aproximadamente, 172 dias, para atingir um percentual de 3 %, de 242 dias para um percentual de 20 % e em torno de 100 dias, para atingir o ponto que marca o equilíbrio entre as concentrações de CH₄ e CO₂ que ocorreu para um percentual de aproximadamente 40 % nos dois experimentos.

3.5 – Monitoramento microbiológico

Os compostos orgânicos complexos que fazem parte da composição de RSU, como celulose, proteínas e amido, não podem ser diretamente absorvidos e metabolizados pela microbiota. Para isso é preciso que sejam convertidos em substâncias mais simples. Esse processo ocorre inicialmente fora da célula microbiana, através da ação de exoenzimas, como celulasas, proteases e amilases, e, em seguida, no interior da célula, quando os produtos da hidrólise enzimática são absorvidos e transformados durante a fermentação ácida. Daí em diante, até a conversão em metano dos produtos gerados nessa fase inicial, várias rotas catabólicas, desde que sejam termodinamicamente viáveis, podem ser seguidas. Assim, a fase inicial de hidrólise e, portanto, os microrganismos que atuam nessa etapa podem ser limitantes da velocidade de conversão do substrato orgânico em metano. Portanto, o monitoramento da concentração de microrganismos hidrolíticos-fermentativos, como os celulolíticos, é de grande importância para compreender o processo global de biodegradação de RSU em sistemas anaeróbios. De acordo com Barlaz *et al.* (1989b) a celulose juntamente com a hemicelulose responderiam por cerca de 90 % do potencial de geração de metano dos RSU.

Na Figura 12 estão indicados os resultados médios das concentrações de microrganismos celulolíticos anaeróbios na massa de resíduos. A população dos referidos microrganismos, nas células CE-1 e CE-2, variou numa faixa de 10³ a 10⁷ Número Mais Provável (NMP/g de sólidos totais - ST). Considerando as curvas de ajustes aos dados experimentais com R² > 0,82, que pode ser considerado razoável, em se tratando de amostras de RSU, nota-se que o crescimento da população de celulolíticos foi consideravelmente maior na CE-2.

As concentrações estimadas podem ser consideradas elevadas e de ordem de grandeza equivalente àquelas encontradas em aterros. Numa célula do aterro da Muribeca, com lixo de idades variando de 1 a 15 anos, no período entre set/04 e mar/05, foram realizadas quantificações de celulolíticos anaeróbios que variaram de 10⁴ a 10⁸ NMP/g nas amostras coletadas em profundidades de até 20m. Pourcher *et al.*

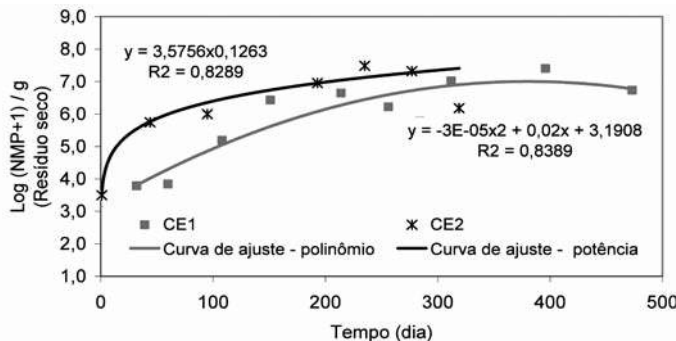


Fig. 12 – Concentrações de microrganismos celulolíticos anaeróbios em amostras de resíduos sólidos em função do tempo.

(2001) encontraram concentrações de celulolíticos aeróbios em aterros sanitários com um e com cinco anos de idade, na faixa de 10^6 - 10^8 Unidade Formadora de Colônia (UFC)/g, sendo que os valores menores foram obtidos para os resíduos mais velhos. Valores um pouco menores de 10^4 a 10^6 UFC/g são citados por Jones *et al.* (1983). Em lisímetros de pequenas dimensões, monitorados em laboratórios, foram quantificadas concentrações de 10^2 - 10^5 NMP/g de resíduos secos (Barlaz *et al.* 1989a; Barlaz, 1996).

3.6 – Monitoramento dos recalques

Os recalques acumulados durante o período de monitoramento considerado neste trabalho, referem-se àqueles medidos imediatamente após a execução da camada de cobertura das células experimentais. Entretanto, a variação volumétrica dos resíduos durante a compactação do lixo e a execução da cobertura final, merece alguns comentários que serão feitos nos dois parágrafos seguintes.

Na CE-1, os resíduos foram compactados até uma altura de 2,81 m quando foi feita a regularização da superfície com uma camada de solo de 2,5 cm de espessura, sobre a qual foram instalados um disco magnético e duas placas de recalques (Figura 13a). A partir desse momento, iniciou-se a compactação da camada de cobertura que, em virtude do acréscimo de pressão, provocou um recalque total de 310 mm (Figura 13b) dos quais 260 mm foram resultantes da compressão da porção superior dos resíduos até uma profundidade de 1,56 m, uma vez que o disco magnético (D2), instalado inicialmente na altura de 1,25 m, em relação à base, sofreu um deslocamento de apenas 50 mm, representando 16,1 % do recalque total. Isso ocorreu certamente, porque a porção inferior dos resíduos já estaria com uma densidade mais elevada, devido à sobrecarga do lixo sobrejacente. A sobrecarga imposta pela camada de cobertura, conforme os dados do Quadro 5, foi da ordem de 8,46 kN/m², enquanto na porção inferior da célula, a partir do ponto de localização do disco magnético (D2), de acordo com os dados do Quadro 4, já estaria submetida a uma sobrecarga de 10,31 kN/m², somente devido à camada de lixo sobrejacente. Isso, em ambos os casos, desconsiderando o esforço empregado na compactação e o atrito entre o solo ou lixo e a parede da célula.

Na CE-2, o acréscimo de pressão devido à camada de cobertura foi de 8,48 kN/m², enquanto o da massa de lixo sobrejacente ao disco (D2) chegou a 11,32 kN/m². O deslocamento vertical total observado durante a execução da cobertura foi de 170 mm (Figura 13d), sendo que somente 30 mm foi devido o recalque do resíduo subjacente ao D2 (Figura 13c), representando 17,6 % do recalque total. Nota-se, portanto, que as relações entre os recalques nas porções superiores e inferiores dos dois aterros simulados foram equivalentes. Entretanto, a deformação total na CE-1 foi bem maior, mesmo tendo sido submetido a uma sobrecarga equivalente. Isso, provavelmente, ocorreu porque, antes do início da camada de cobertura, a massa específica aparente dos resíduos na CE-1 (588 kg/m³) era menor do que na CE-2 (691 kg/m³) e, possivelmente, essa diferença pode ser explicada pela composição dos resíduos. O maior teor de plásticos na CE-1 seria suficiente para conferir à massa de resíduos uma característica mais elástica, tornando menos eficiente o processo de compactação empregado. Por outro lado, o maior teor de matéria orgânica e, conseqüentemente, um maior percentual de partículas menores na CE-2 (Figura 8) permitiu um melhor entrosamento dos diversos componentes dos resíduos durante as operações de espalhamento e compactação, contribuindo para a redução dos vazios e, conseqüentemente, para o aumento da massa específica aparente.

Nas Figuras 13b e 13d podem ser observados os posicionamentos iniciais dos discos e das placas de recalques, que serviram de base para a medição dos recalques apresentados na Figura 14. De um modo geral, observou-se tanto na CE-1 quanto na CE-2 que as duas metodologias (placa e disco) apresentaram resultados bastante próximos. As diferenças entre os resultados medidos com o disco em relação àqueles obtidos com as placas justificam-se em função do tamanho do disco que, por ser bem menor, está mais sujeito à interferência de deformações localizadas. Outro aspecto que ainda deve ser ressaltado é que o tubo de acesso é muito flexível e pode sair de prumo em função das deformações na massa de resíduos, o que dificultaria, em alguns momentos, o deslocamento

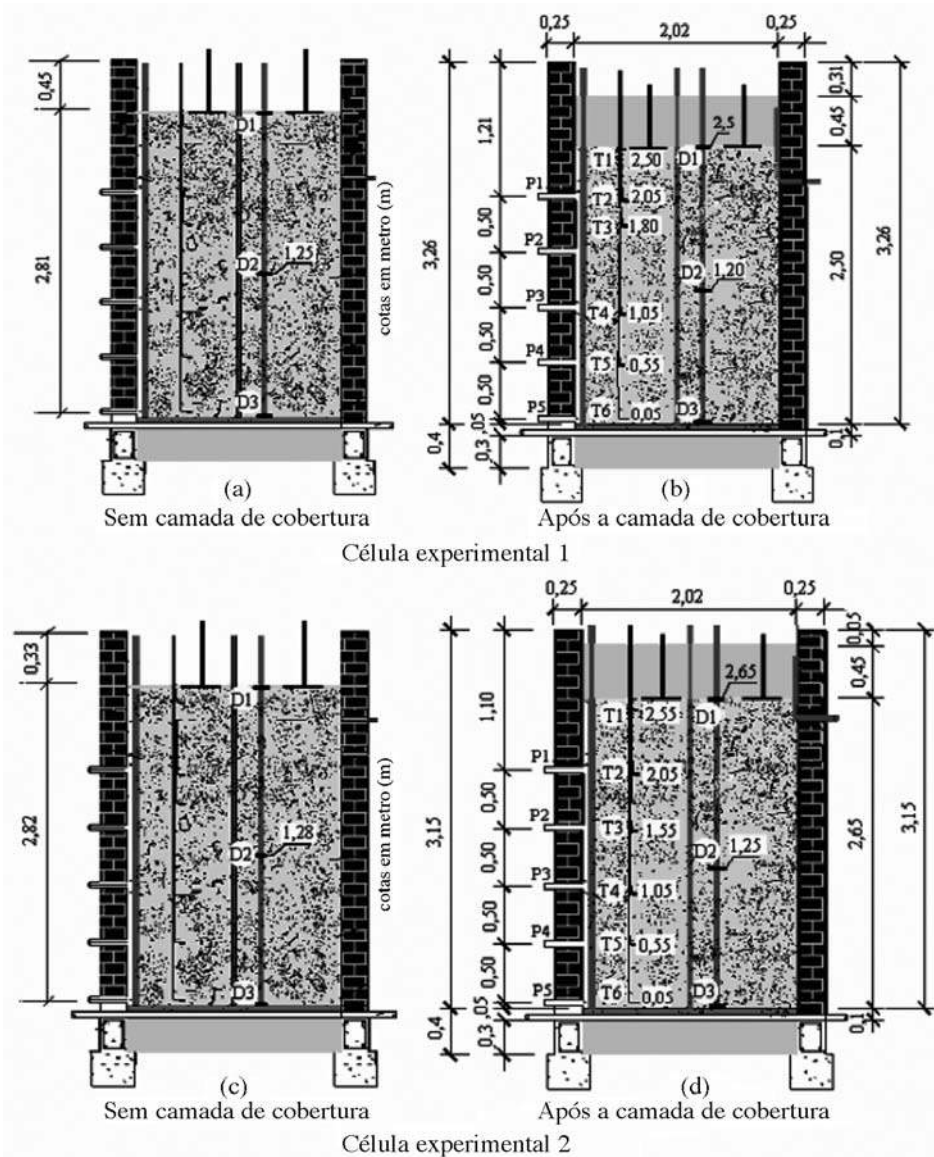


Fig. 13 – Posicionamento dos elementos das células experimentais antes e imediatamente após a conclusão da camada de cobertura.

vertical do disco. Isso também pode ocorrer pela entrada de resíduos na folga deixada entre o tubo e o disco, impedindo-o de deslocar-se na mesma velocidade em que ocorrem as deformações verticais. Isso poderia explicar alguns trechos dos gráficos que mostram recalques praticamente nulos, quando medidos com os discos magnéticos, enquanto as medições nas placas indicam um deslocamento mais contínuo. Considerando a maior representatividade das placas em função da área que elas ocupam, na análise dos recalques superficiais, serão utilizados, os valores medidos pelas placas.

Observando-se a Figura 14 nota-se que as curvas apresentam diferentes inclinações, as quais sugerem fases distintas de compressão, em função do tempo de aterramento. Em relação ao recalque superficial pode se observar, tanto em relação a CE-1 como em relação à CE-2, que o período

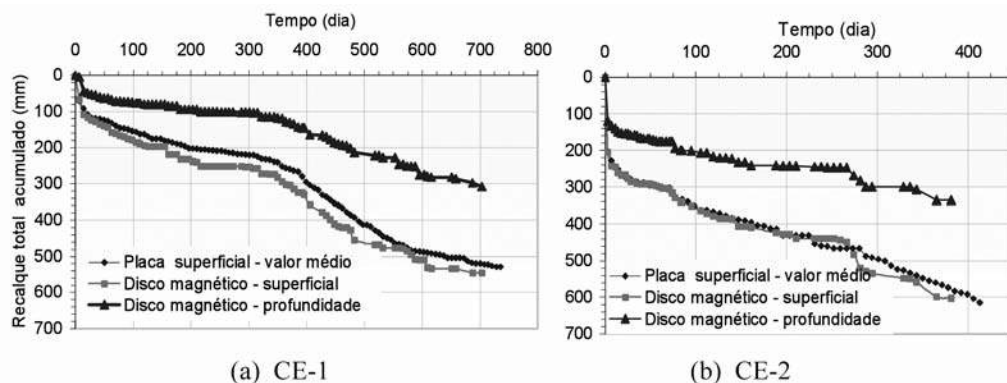


Fig. 14 – Recalques totais da massa de resíduos, medidos na superfície e em profundidade.

anterior ao 28º dia de monitoramento foi marcado por elevados valores de recalques, a partir do qual se verifica uma modificação mais pronunciada no comportamento das curvas.

Considerando-se o recalque superficial médio medido pelas placas nos primeiros 28 dias, verificou-se, na CE-1, uma velocidade média de 4,2 mm/dia, para um recalque total de 118 mm e, na CE-2, velocidade de 9,9 mm/dia para um recalque de, aproximadamente, 277 mm. Esse recalque ocorrido até o 28º dia pode ser associado a duas fases distintas: i) Fase 1 - Compressão imediata ou instantânea - redução abrupta dos vazios devido ao incremento de carga, nesse caso, decorrente da camada de cobertura; ii) Fase 2 - Compressão remanescente - que se inicia logo após a deformação imediata, devido a mecanismos de reorientação e compressão de materiais muito deformáveis que mantêm os recalques ainda elevados, mesmo sem acréscimo de pressão. Conforme Morris e Woods (1990) e Wall e Zeiss (1995), esses recalques também seriam devido à dissipação de pressões intersticiais de água e gases.

Se levarmos em conta a redução total na altura da massa de lixo, incluindo aquela observada durante a compactação da cobertura (310 mm na CE-1 e de 170 mm na CE-2), ao final da Fase 2 (28 dias), já teria ocorrido uma deformação específica (recalque / altura inicial do lixo) de 15,2 % na CE-1 e de 15,9 % na CE-2, valores estes bastante expressivos, se considerarmos, por exemplo, que a deformação específica devida exclusivamente à biodegradação, segundo El-Fadel e Khoury (2000), seria, em média, de 15 %. Esses recalques imediatos e remanescentes (Fases 1 e 2) geralmente não são medidos em aterros, pois normalmente o período de elevação de uma célula demora alguns meses, quando somente são instalados os marcos e as placas superficiais. Portanto, essas informações podem ser úteis do ponto de vista prático, para a previsão do tempo de elevação das células de um aterro. Para a obtenção dos dados de deformação em aterros nessas fases iniciais, seria recomendável a utilização de discos magnéticos desde o início de operação da célula, que poderiam ser distribuídos a cada um ou dois metros de elevação do aterro. Essa metodologia é interessante, pois a instalação dos discos e a realização das leituras podem ser feitas, rapidamente, com custos relativamente baixos.

As mesmas considerações sobre as Fases 1 e 2, feitas em relação ao recalque total, também são válidas para os recalques medidos em profundidade que apresentaram, de um modo geral, o mesmo comportamento. Entretanto, como é possível perceber nos gráficos de recalques medidos em profundidade (Figura 14), essas fases ocorreram num menor intervalo de tempo, em torno de 21 e 18 dias na CE-1 e CE-2, respectivamente. Isso pode ser explicado pela maior sobrecarga atuante nos resíduos localizados na parte inferior das células.

A partir dos 28 dias, verifica-se uma mudança acentuada na inclinação das curvas de recalque superficial (placas), que pode estar associada ao início da Fase 3 em que os recalques devidos a

degradação da matéria orgânica começam a ser mais significativos. Se os resíduos fossem constituídos de materiais inertes e considerando-se que as poropressões já teriam sido dissipadas, o recalque nessa fase poderia ser, exclusivamente, devido ao “creep” ou à deformação lenta dos materiais com incrementos que inicialmente poderiam ser significativos, mas que, ao longo do tempo, tenderiam a valores mínimos, o que representaria um percentual muito pequeno do recalque total. Entretanto, como um elevado percentual da massa de RSU pode ser facilmente degradada por processos físico-químicos e biológicos, a compressão na Fase 3 ocorre certamente por uma combinação de vários fatores e, como pode ser observado (Figura 14), representou a maior parcela dos recalques. Nessa fase, podem ser evidenciados trechos com inclinações bem diferentes, principalmente no gráfico referente a CE-1, indicando que o comportamento da curva de compressão pode variar bastante em função do tempo, devido, provavelmente, a alterações na evolução do processo de degradação, o que poderia acentuar, mais ou menos, o efeito da biodegradação no recalque.

Em cada um dos trechos da curva de recalque superficial médio da CE-1 (Figura 14), em que se é possível perceber, visualmente, uma inclinação distinta, foram calculadas as velocidades médias das deformações. O mesmo foi feito em relação a CE-2, considerando-se intervalos semelhantes, cujos resultados são apresentados na Figura 15. Nessa figura, percebe-se que as velocidades médias iniciais são muito elevadas e vão diminuindo, inicialmente, de forma muito rápida e depois, mais lenta, até se manterem mais uniformes e numa faixa de 0,2 - 1,2 mm/dia. Comportamento semelhante foi observado por Mariano (1999) na Célula 01 do aterro de Muribeca – PE, após a colocação de uma camada de cobertura sobre o lixo com idades de 4,5 a 14 anos e espessura em torno de 23 m. No referido estudo, em nove placas de recalques, as velocidades entre 60 e 270 dias, após o início das leituras, variaram num intervalo de 0,2-1,1 mm/dia e, em uma placa localizada sobre uma camada de lixo mais recente variou de 1,7-2,0 mm/dia.

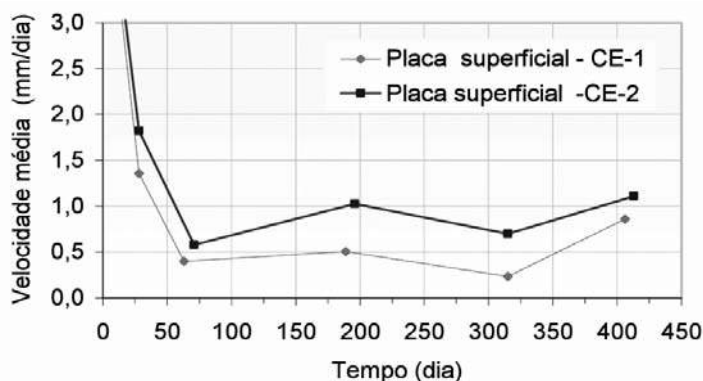


Fig. 15 – Velocidade média de recalques superficiais nas células CE-1 e CE-2.

Os gráficos de velocidade média de recalque superficial (Figura 15) apresentaram comportamentos semelhantes. Entretanto, considerando-se intervalos de tempo aproximadamente iguais na Fase 3, na qual devem predominar os recalques devido à biodegradação, as velocidades na CE-2 foram bem maiores, o que sugere uma maior taxa de biodegradação dos resíduos em relação a CE-1. Os resultados da concentração de microorganismos celulolíticos (Figura 12) também sugerem uma maior taxa de biodegradação na CE-2.

Considerando-se a medida dos recalques superficiais (Figura 16) num intervalo de 385 dias, contados a partir do início da Fase 3 (28 dias), verificou-se uma deformação específica de 14,2 % na CE-2 e de apenas 8,1 % na CE-1, conforme dados indicados no Quadro 7.

Quadro 7 – Parâmetros para o cálculo da deformação específica na Fase 3.

Parâmetro	CE-2	CE-1
t_i – tempo inicial considerado (dia)	28	28,4
t_f – tempo final (dia) 413	413	
H_0 – altura inicial do lixo (cm)	237,2	238,2
ΔH – variação de altura (cm)	33,6	19,4
ϵ_v – deformação específica (%)	14,2	8,1

ϵ_v = recalque / altura inicial do lixo.

Para ilustrar o que representa na prática a diferença entre as deformações específicas observadas nas duas células experimentais, consideremos um aterro com área de 1,0 ha e altura média de 30 m. Uma deformação específica adicional de 6,1 % (14,2 % – 8,1 %) representaria uma redução volumétrica de 18300 m³ que seria suficiente para comportar todo o lixo gerado em uma cidade de 100 mil habitantes, durante 7 meses. Isso considerando uma massa específica no aterro de 0,8 t/m³ e uma geração per capita de 0,7 kg/hab/dia que é compatível com cidades do nordeste do Brasil.

Levando-se em conta o recalque total medido na superfície (placas) a deformação específica observada na CE-1, após 735 dias, foi de 21,8 % contra 23,2 % na CE-2 em apenas 413 dias (Figura 16). Com relação ao recalque medido em profundidade (Figura 14), observa-se que, em números absolutos, ele foi sempre bem menor do que aquele medido na superfície, como era de se esperar. Entretanto, em termos relativos, a compressão da camada inferior foi maior. Ao final do monitoramento de cada uma das células, a deformação específica (ϵ_v) total medida em profundidade foi de 25,7 % na CE-1, para 703 dias e de 26,8 % na CE-2, para 381 dias de monitoramento. Esse acréscimo nos valores de ϵ_v , em relação à deformação específica da espessura total de lixo, pode ser justificado, certamente, em função da maior sobrecarga. Outro aspecto que também pode ser levado em consideração é o acúmulo de lixiviado na parte inferior que pode contribuir para uma maior compressibilidade e dissolução dos materiais sólidos, o que aumentaria os recalques na porção inferior das células.

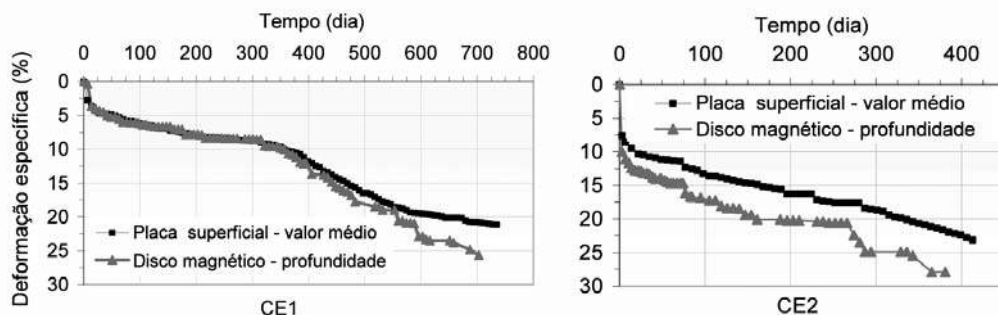
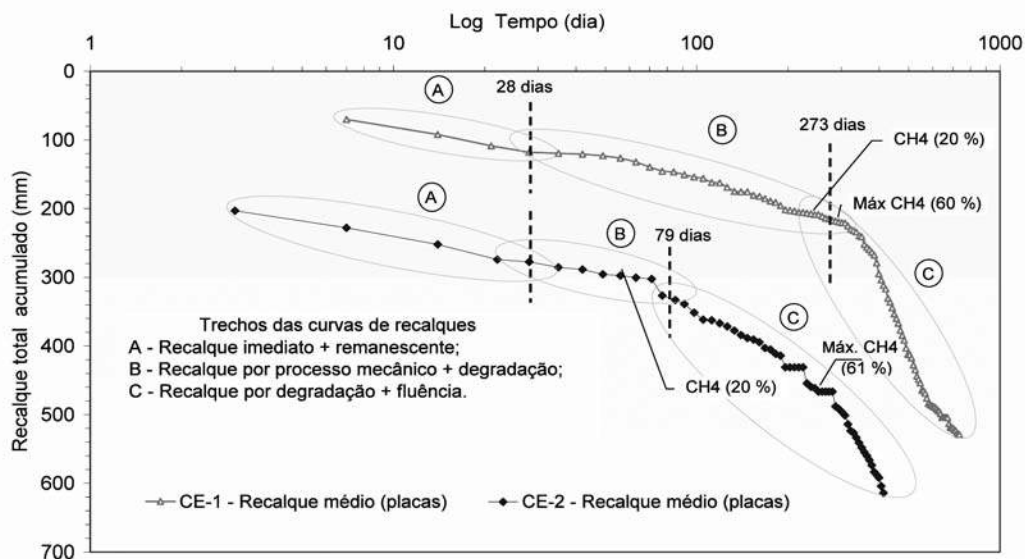
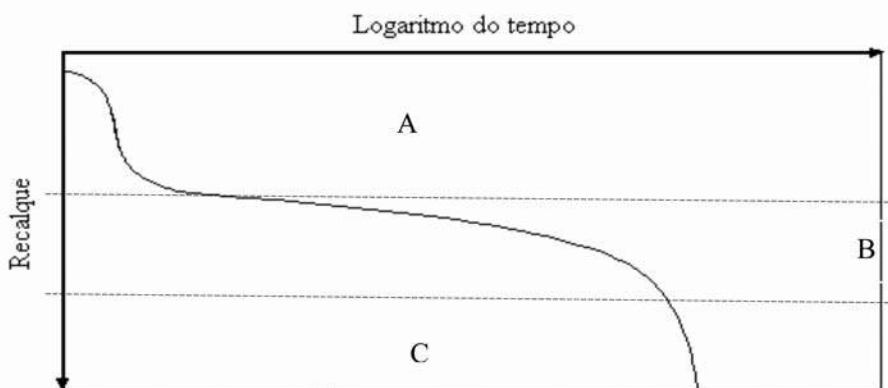


Fig. 16 – Recalques específicos medidos na superfície e em profundidade.

Na Figura 17a, podem ser vistos os gráficos dos recalques superficiais em função do tempo na escala logarítmica, nos quais podem ser melhor evidenciados trechos bem distintos. O comportamento geral das curvas se assemelha ao da curva típica de compressão de RSU, conforme ilustrado na Figura 17b. O primeiro trecho (A) refere-se às Fases 1 e 2, incluindo os recalques imediatos e remanescentes. A Fase 3 (a partir de 28 dias) pode ser subdividida em dois trechos (B e C). No trecho inicial (B), os recalques ainda seriam muito influenciados por processos mecânicos, e,



(a) - Variação do recalque superficial com o logaritmo do tempo.



(b) - Curva típica de recalque, conforme Bjarngard & Edgers (1990).

Fig. 17 – Recalques específicos medidos na superfície e em profundidade.

no trecho seguinte (C), seriam predominantemente devido aos processos físico-químicos e bioquímicos de degradação dos resíduos, com perda de massa na forma de efluentes líquidos e gasosos, e devido à fluência. Portanto, o comportamento da curva difere daquele sugerido por Sowers (1973), que considera que, nesse estágio (Fase 3), o recalque apresenta um comportamento aproximadamente linear com o logaritmo do tempo.

Os limites entre cada um dos trechos típicos das curvas de recalques foram estabelecidos em função das mudanças de inclinação das curvas, observadas visualmente. Como a evolução do processo de deformação é contínua, a passagem de um trecho para outro não deve ocorrer de forma tão abrupta. Assim, para o estabelecimento dos limites entre eles foram considerados os pontos médios de uma suposta faixa de transição entre o final de um trecho e o início do outro, como ilustra a Figura 17a.

De fato, os referidos trechos observados (Figura 17a) são compatíveis com a evolução do processo de biodegradação observado nos dois aterros simulados. Na CE-1, o Trecho B desenvolveu-se no intervalo de 28 a 273 dias. Na maior parte desse período (28-200 dias), observaram-se baixas concentrações de biogás (Figura 11a), o que sugere baixa taxa de decomposição. Por volta do dia 230, que marcaria o início da transição entre os Trechos B e C, verificou-se, também, o início do aumento mais acentuado das concentrações de CH₄, que atingiu um máximo no 300º dia, sendo que, por volta do dia 322, se iniciou a fase mais acentuada de recalques. Essa associação entre a evolução das concentrações de CH₄ e o comportamento da curva “log tempo x recalques” também pode ser observada na CE-2. Como na CE-2, a geração de gás começou logo após o aterramento dos resíduos (Figura 11b) o Trecho B (Figura 17a) foi bem mais curto, ou seja, os efeitos mais pronunciados da degradação na taxa de recalque foram percebidos mais rapidamente.

Edgers *et al.* (1992), sugerem uma equação, para a estimativa dos recalques, baseada na biodegradação que seria utilizada a partir de um tempo crítico relativo ao início mais intenso das deformações devido à atividade biológica. Esse tempo provavelmente poderia ser representado pelo início do Trecho C.

A mudança de inclinação na parte final do Trecho C, observada na curva referente a CE-1 (Figura 17a), já sugere o início de uma quarta fase da curva de recalque, identificada por Grisolia e Napoleoni (1996) como relativa ao final da decomposição dos resíduos e que seria seguida de uma fase de deformação residual.

Finalmente é importante ressaltar que, na prática, numa célula de lixo em construção e já com vários metros de altura, todas as fases de recalques podem ocorrer simultaneamente. Isso porque cada camada de lixo acrescentada ao aterro provoca, nas camadas subjacentes, novos assentamentos imediatos e incrementos de recalques remanescentes, enquanto os recalques devido a biodegradação continuam a ocorrer nas camadas mais inferiores.

A obtenção de curvas de compressão relativamente bem definidas e suas relações com as concentrações de metano só foram possíveis, provavelmente, porque o tempo de construção de cada um dos aterros simulados foi bem curto, não havendo acréscimo de resíduos ao longo do tempo, tendo sido os recalques medidos logo no início do processo. Nos aterros em escala real, provavelmente seja mais difícil identificar um comportamento semelhante, pois o tempo de conclusão de uma célula pode demorar vários meses, quando, somente, na maioria das vezes, serão iniciadas as medições dos recalques. Dessa forma, nas porções inferiores do aterro, as Fase 1 e 2 e o início da Fase 3 já teriam ocorrido, bem como já poderiam ser medidas concentrações de metano muito elevadas.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A composição dos resíduos da CE-2 e as condições climáticas atuantes durante o período de monitoramento desta célula contribuíram para o aumento dos recalques. Os resultados apresentados, comprovam que as velocidades médias de recalques, as deformações específicas e os recalques totais, considerando um mesmo tempo de aterramento dos resíduos, foram consistentemente maiores na CE-2. Considerando-se os valores medidos pelas placas superficiais entre 28 e 320 dias, em média, a velocidade de recalque na CE-2 foi de 1,0 mm/dia contra 0,6 mm/dia na CE-1. Para os primeiros 322 dias de monitoramento, as deformações específicas e os recalques totais foram de 19,8 % e 523 mm na CE-2 e de apenas 9,2 % e 230 mm na CE-1, ou seja, menos da metade.

Os resultados sugerem que a evolução dos recalques ao longo do tempo está associada à evolução do processo de biodegradação. Na CE-2 as concentrações de microrganismos celulolíticos

foram consideravelmente maiores e a fase metanogênica se estabeleceu com, pelo menos, 100 dias de antecedência, indicando que, para essa célula experimental, as condições climáticas e a composição dos resíduos foram mais favoráveis ao processo de biodegradação.

As curvas de recalques obtidas apresentaram comportamentos distintos mas com formatos semelhantes às curvas típicas para aterros de RSU e as duas metodologias utilizadas para medição de recalques, placa de recalque e disco magnético, apresentaram resultados muito próximos, sendo que os discos magnéticos podem ser utilizados com vantagens, devido à maior facilidade de medição e ao custo relativamente menor.

Finalmente, os resultados desse trabalho indicam que as metodologias para previsão de recalques em aterros de resíduos sólidos urbanos devem levar em conta fatores relacionados ao clima, à composição dos resíduos e à evolução do processo de biodegradação.

5 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CNPq, à FINEP, FUNCAP e EMLURB/ATEPE, pelo apoio financeiro que possibilitou o desenvolvimento deste trabalho de pesquisa e, também, ao apoio técnico do Grupo de Resíduos Sólidos - GRS/UFPE.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alcântara, P. B. (2007) – *Avaliação da influência da composição de resíduos sólidos urbanos no comportamento de aterros simulados*. Tese (doutorado) Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco.
- Al-Yaqout, A. F.; Hamoda, M. F. (2007) – *Movement of unlined landfill under preloading surcharge*. Waste Management. v. 27, n.3, pp. 448-458.
- APHA - American Public Health Association (1998) – *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*. 20 ed. Washington. 1220 p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 7183 (1982). *Determinação do limite e relação de contração de solos*. Rio de Janeiro. 3 p.
- NBR 7181 (1984a) – *Solo: análise granulométrica*. Rio de Janeiro. 13 p.
- NBR 6459 (1984b) – *Solo: determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro. 6 p.
- NBR 6508 (1984c) – *Solo: determinação da massa específica*. Rio de Janeiro.
- NBR 7180 (1984d) – *Solo: determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro. 3 p.
- NBR 6457 (1986a) – *Amostras de solo: preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro. 9 p.
- NBR 7182 (1986b) – *Solo: ensaio de compactação*. Rio de Janeiro. 10 p.
- ASTM D 5084-03 (2003) – *Standard test methods for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter*. West Conshohocken, PA: ASTM.
- ASTM D 2487-85 (1987) – *Test methods for classification of soils for engineering purposes*. USA.
- Augenstein, D.; Pacey, J. (1991). Modelling landfill methane generation. Proc. International Landfill Symposium, Italia. T. Christensen *et al.* (Eds.), pp. 115-148.

- Barlaz, M. A. (1996) – *Microbiology of solid waste landfills*. In : Palmisano, A. C.; Barlaz, M. A. (eds.) *Microbiology of solid waste*. New York : CRC Press.
- Barlaz, M. A.; Schaefer, D. M.; Ham, R. K. (1990) – *Methane production from municipal refuse: a review of enhancement techniques and microbial dynamics*. CRC Crit. Rev. Environ. Control, v. 19, n.3, pp. 557-584.
- Barlaz, M. A.; Schaefer, D. M.; Ham, R. K. (1989a) – *Bacterial population development and chemical characteristics of refuse decomposition in a simulated sanitary landfill*. Appl. Environ. Microbiol. v.55, pp. 55-65.
- Barlaz, M. A.; Schaefer, D. M.; Ham, R. K. (1989b) – *Effects of prechilling and sequential washing on enumeration of microorganisms from refuse*. Appl. Environ. Microbiol. v.55, pp. 50-54.
- Benson, C. H.; Barlaz, M. A.; Lane, D. T.; Rowe, J. M. (2007) – Practice review of five bioreactor/recirculation landfills. Waste Management. v. 27, n. 1, p.13-29.
- Bidone, F. R. A.; Povinelli, J. (1999) – *Conceitos básicos de resíduos sólidos*. São Carlos: EESC/USP. bioreactor/ recirculation landfills. Waste Management. v. 27, n. 1, pp.13-29.
- Bjarnagard, A.; Edgers, L. (1990) – *Settlements of municipal solid waste Landfills*. In: Madison Waste Conference, 13, Madison. Proc. 13th annual Madison Waste Conference. Madison, 1990. pp. 192-205.
- Bogner, J.; Meadows, M.; Czepiel, P. (1997) – *Fluxes of methane between landfills and atmosphere: natural and engineered controls*. Soil Use and Management. v.13, pp. 268-277.
- CETESB - Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (1990) – *Resíduos sólidos urbanos e limpeza pública*. São Paulo.
- D’Almeida, M. L. O.; Vilhena, A. (2000) – *Lixo municipal: manual de gerenciamento integrado*. 2.ed. São Paulo: IPT/CEMPRE. 370 p.
- Daniel, D. E. (1995) – *Soil barriers layers versus geosynthetic barriers in landfill cover Systems*. ASCE Geotechnical Special Publication. n.53, pp.1-18.
- DEFRA - Department for Environment Food & Rural Affairs (2004) – *Waste composition analysis: guidance for local authorities*. London.
- DNER. PRO 381/98 (1998) – Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias. Rio de Janeiro: DNER. pp. 1-34.
- Edgers, L.; Noble, J. J.; Williams, E. (1992) – *A biological model for long term settlement in landfills*. Proceedings of the Mediterranean Conference On Environmental Geotechnology, Balkema. Rotterdam, 1992. pp. 177-184.
- El-Fadel, M.; Khoury, R. (2000) – *Modeling settlement in MSW landfills: a critical review*. Crit. Rev. Environ. Sc. Tec. v.30, n.3, pp. 327-361.
- Farquhar, G. H.; Rovers, F. A. (1973) – *Gas production during refuse decomposition*. Water Air Soil Pollut. v.2, pp. 483-495.
- Fassett, J. B.; Leonardo, G. A.; Repetto, P. C. (1994) – *Geotechnical Properties of Municipal Solid Wastes and Their Use in Landfill Design*. In: Waste Tech’94, Charleston.

- FDA - Food and Drug Administration (1984) – *Bacteriological analytical manual*. 6 ed. EUA: Food and Drug Administration. 614p.
- Green, D.; Jamenjad, G. (1997) – *Settlement characteristics of domestic waste*. In: Conference on contaminated ground. Proceedings Conference on Contaminated Ground. Cardiff : BGS, pp. 319–324.
- Grisolia, M.; Napoleoni, X. (1996) – *Geotechnical characterization of municipal solid waste: choice of design parameters*. In: International Congress On Environmental Geotechnics, 2 Osaka. Proceedings of the Second International Congress on Environmental Geotechnics. Osaka. v. 2, pp. 641 – 646.
- Hasselris, F. (1984) – *Refuse-derived fuel processing*. Butterworth, Boston: Stoneham.
- Ivanova, L. K.; Richards, D. J.; Smallman, D. J. (2003) – *An investigation into the factors affecting secondary settlement of wastes*. Proceedings of the Sardinia International Landfill Symposium, 9, 2003, Italy. Cagliari, Italy. CD-Rom.
- Jesseberger, H. L. (1994) – *Geotechnical aspects of landfill design and construction*. Proc. Institution Civil Engineers, Geotechnical Engineering. v.107, pp. 99-113.
- Junqueira, F. F. (2000) – *Análise do comportamento de resíduos sólidos urbanos e sistemas drenofiltrantes em diferentes escalas, com referência ao aterro do Jôquei Clube* – DF. 289 p. Tese (doutorado) Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília. Brasília.
- Kayhanian, M.; Hardy, S. (1994) – *The impact of four design parameters on the performance a high-solids anaerobic digestion of municipal solid waste for fuel gas production*. *Envir. Tech.*, v.15, p. 557-567.
- Kelly, R. J. (2002) – *Solid waste biodegradation enhancements and the evaluation of analytical methods used to predict waste stability*. Thesis (Environmental Science and Engineering). Faculty of Virginia Polytechnic Institute and State University.
- Landva, A. O.; Valsangkar, A. J.; Pelkey, S. G. (2000) – *Lateral earth pressure at rest and compressibility of municipal solid waste*. *Can. Geotech. J.* n.37, pp.1157–1165.
- Lopes, M. L.; Gomes, C. C. (2000) – *Problemas relativos a estabilidade de aterros de resíduos. Seminário sobre aspectos geotécnicos do projeto e construção de aterros de resíduos*. Lisboa: Sociedade Portuguesa de Geotecnia; LNEC. pp. 1-55.
- Manassero, M.; Van Impe, W. F.; Bouazza, A. (1996) – *Waste Disposal and Containment*. In: International Congress On Environmental, 2. Second International Congress on Environmental: Geotechnics: State of the Art reports. v 1., pp. 193-242.
- Mariano, M. O. H. (1999) – *Recalques no aterro de resíduos sólidos da Muribeca* – PE. 108 p. Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Pernambuco. Recife.
- Mariano, M. O. H.; Maciel, F. J.; Fucale, S.; Jucá, J. F. T.; Brito, A. R. (2007) – *Estudo da composição dos RSU do projeto piloto para recuperação do biogás no Aterro da Muribeca/PE*. In: Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, 6, Recife-PE.
- Morris, D. V.; Woods, C. E. (1990) – *Settlement and engineering considerations in landfill and final cover design*. In: LANDVA, A.; KNOWLESS, G. D. *Geotechnics of waste fills: theory and practice*. Philadelphia : American Society for Testing and Materials, pp. 9-21.

- Olivier, F; Gourc, J. (2007) – *Hydro-mechanical behavior of municipal solid waste subject to leachate recirculation in a large-scale compression reactor cell*. Waste Management. v. 27, n. 4, pp. 40-58.
- Östman, M.; Wahlberg, O.; Agren S.; Martensson, A. (2006) – *Metal and organic matter contents in a combined household and industrial landfill*. Waste Management. v. 26, pp. 29–40.
- Palma, J. H. (1995) – *Comportamento geotécnico de vertederos controlados de residuos sólidos urbanos*. 300 p. Tesis (Doctoral) Escuela Tecnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos - Universidad de Cantabria.
- Palmisano, A. C.; Barlaz, M. A. (1996) – *Introducion to solid waste decomposition*. In: Palmisano, A. C.; Barlaz, M. A. (eds.) *Microbiology of solid waste*. New York:: CRC PRESS, pp. 224.
- Pereira Neto, J. T.; Mesquita, M. M. F. (1992) – *Compostagem de resíduos sólidos urbanos: aspectos teóricos, operacionais e epidemiológicos*. Lisboa, 25p. (Informação Técnica-Hidráulica Sanitária, 37).
- Pohland, F. G.; Harper, S. R. (1985) – *Critical review and summary of leachate and gas production from landfills*. Cincinnati: US Environmental Protection Agency, . EPA/600/2-86/07.
- Pourcher A. M.; Sutrab L.; Hebea I.; Moguedeta G.; Bollet, C.; Simoneau, P.; Gardan, L. (2001) – *Enumeration and characterization of cellulolytic bacteria from refuse of a landfill*. HFEMS Microbiol Ecol.H v.34, n.3, pp. 229-241.
- Powrie, W. ; Beaven, R. P. (1999) – *Hydraulic properties of household waste and implications for landfills*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, v.137, pp. 235 – 247.
- Rees, J. F. (1980) – *The fate of carbon compounds in the landfill disposal of organic matter*. J. Chem. Technol. Biotech. v. 30, p. 161-175.
- Reinhart, D. R.; Cooper, D. C.; Walker, B. L. (1992) – *Flux chamber design and operation for the measurement of municipal solid waste landfill gas emission rates*. J. Air and Waste Management Assoc. v. 42, pp. 1067-1070.
- Simpson, P. T.; Zimmie, T. F. (2001) – *Laboratory investigations of potential sanitary landfill settlement*. Proceedings of International Conference on Soil Mechanic. Istanbul. pp. 1925-1928.
- Sowers, G. F. (1973) – *Settlement of waste disposal fills*. Proc. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 2, Moscow, pp. 207-210.
- Tabasaran, O. (1976) – *Tests on the composting of domestic on the composting of domestic refuse and waste- water sludge*. Wasser-Abwasser Gewasser. v. 20, p. 1-35.
- Tchobanoglous, G.; Theisen, H.; Vinil, S. (1993) – *Integrated solid waste management: engineering principles and management issues*. New York : Irwin MacGraw-Hill, 978 p.
- United States Environmental Protection Agency – USEPA (1995) – *Decision-maker's guide to solid waste managemen*. 2 ed. Washington : U.S. Environmental Protection Agency.
- Wall, D. K.; Zeiss, C. (1995) – *Municipal landfill biodegradation and settlement*. J. Environ. Eng., v.121, n.3, pp. 214-224.
- Warith, M. (2002) – *Bioreactor landfills: experimental and field results*. Waste Management , v. 22, pp. 7–17.

Watts, K. S.; Fisher, A. R. J.; Lewicki, R. A. (2001) – *A large scale instrumented test of the behaviour of newly placed domestic waste*. Proceedings of the 8th International Landfill Symposium, Cagliari, Italy, v. 2, pp. 105–114.

WHO. International Reference Center For Wastes Disposal (1979) – *Methods of analysis of sewage sludge solid waste and compost*. Switzerland.

Winkler, P. F; Wilson, D. C. (1973) – *Size Characteristics of Municipal Solid Waste*. Compost Science, v. 14, n. 5, apr.

ENSAIOS TRIAXIAIS EM SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHAS

Triaxial tests in geogrid reinforced soil

Ana Cristina Castro Fontenla Sieira*

Alberto Sampaio Ferraz Jardim Sayão**

RESUMO – Este trabalho apresenta e discute os resultados de um programa de ensaios triaxiais em corpos de prova de solo reforçado com geogrelhas. Os ensaios foram executados em corpos de prova de areia e silte argiloso, reforçados com 1, 2 e 4 camadas de geogrelhas, sob diferentes níveis de confinamento. O objetivo destes ensaios consistiu em avaliar as variações de resistência e de rigidez do conjunto solo-geogrelha com a introdução de camadas horizontais de reforço. Em função das características geométricas da geogrelha ensaiada, foi utilizado um equipamento triaxial de grandes dimensões, pertencente ao Laboratório de Geotecnia do CEDEX, em Espanha. Os resultados indicaram um acréscimo de resistência e de rigidez com a introdução de camadas de reforço. A compressão dos corpos de prova também aumentou com o número de camadas de reforço, sugerindo que a introdução de elementos de reforço em uma massa de solo provoca um efeito similar ao do aumento do confinamento. Adicionalmente, foram discutidos os diferentes tipos de solicitação do elemento de reforço durante os ensaios triaxiais. Estas solicitações geram o efeito de aumento de confinamento e conseqüente o ganho de resistência.

ABSTRACT – This paper presents a discussion on the results of a series of triaxial tests on geogrid reinforced soil. These tests were carried out on specimens of a sandy soil and a clayey silt, reinforced with 1, 2 and 4 geogrid inclusions, under several confining levels. This investigation aimed at evaluating the changes in strength and stiffness with the introduction of horizontal reinforcing layers. Due to the geometric characteristics of the geogrid, all tests were made in a large triaxial device at the geotechnical laboratory of Cedex, in Spain. The results indicated an increase in strength and in stiffness when the number of geogrid layers increases. It was also noted that the volumetric compression of the reinforced soil also increased with the number of geogrid layers. This suggests that the inclusion of reinforcement elements in a soil mass causes an effect similar to an increase in effective confinement. In addition, the paper presents a discussion on the different loading modes of the reinforcement layers during the triaxial tests. These loadings induce an effect similar to an increase in confining stress, which results in an increase in strength of the reinforced soil.

PALAVRAS CHAVE – Solo reforçado, geogrelhas, ensaios triaxiais.

1 – INTRODUÇÃO

Um dos modos de melhorar as características de um maciço de solo consiste na introdução de elementos resistentes, convenientemente orientados. Em função das características destes elementos, observa-se um aumento de resistência e uma diminuição da deformabilidade do maciço. Neste método, designado por reforço de solos, o comportamento global do maciço é melhorado à custa da transferência de esforços para os elementos resistentes. Uma vez que a introdução dos esforços altera a estrutura global do maciço, o seu efeito é essencialmente estrutural.

* D.Sc., Professora Adjunta, Universidade do Estado do Rio de Janeiro. E-Mail: sieira@uerj.br

** Ph.D., Professor Associado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. E-mail: sayao@puc-rio.br

A técnica de reforço de solos utiliza inclusões de materiais naturais ou sintéticos no solo. Assim sendo, a utilização de inclusões permite que as obras de terra possam ser construídas com geometria mais ousada e, portanto, redução de volume. Atualmente, as inclusões são dos mais variados tipos podendo ser feitas de fibras naturais ou sintéticas e materiais metálicos.

Os solos possuem em geral resistência elevada a esforços de compressão, porém baixa resistência a esforços de tração. Quando uma massa de solo é carregada verticalmente, ela sofre deformações verticais de compressão e deformações laterais de extensão (tração). Contudo, se a massa de solo estiver reforçada, os movimentos laterais são limitados pela reduzida deformabilidade do reforço. Esta restrição de deformações é obtida graças ao desenvolvimento de esforços de tração no elemento de reforço. Neste caso, o solo tende a mover-se em relação ao reforço gerando tensões cisalhantes na interface solo/reforço (Wheeler, 1996). A Fig. 1 ilustra o princípio básico do comportamento do solo reforçado.

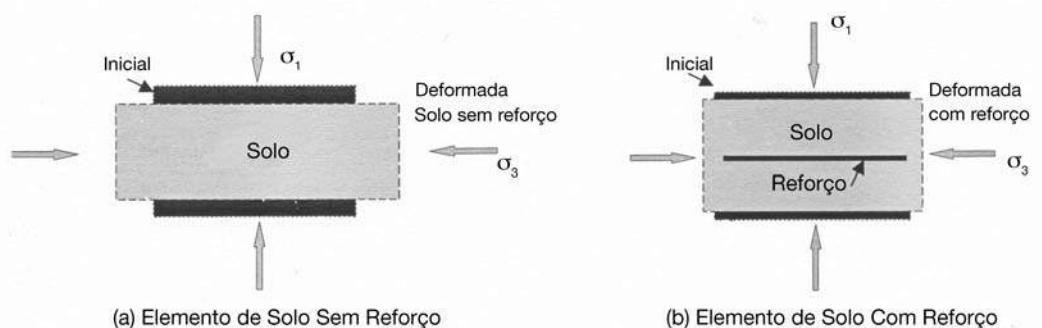


Fig. 1 – Elementos de solo com e sem reforço.

As tensões cisalhantes na interface são absorvidas pelo reforço, que é tracionado, causando uma redistribuição das tensões no solo. Essa redistribuição de tensões gera uma parcela de confinamento interno, adicional ao confinamento externo já existente.

A introdução de elementos de reforço exerce uma influência similar a um aumento de confinamento. O aumento da tensão lateral faz com que seja necessária uma tensão axial mais elevada para conduzir à ruptura do corpo de prova por cisalhamento.

Um solo não reforçado atinge a ruptura quando a tensão cisalhante excede a resistência ao cisalhamento do solo, em um determinado plano. Porém, quando a massa de solo está reforçada, a contribuição do reforço pode ser interpretada como sendo similar a um aumento do confinamento. Desta forma, para um mesmo estado de tensões externo, há um incremento da resistência ao cisalhamento do conjunto, como indica a Fig. 2. O círculo de Mohr desloca-se para a direita, devido ao aumento de σ_3 . Nesta Figura, está ilustrado o estado de tensões em uma amostra de solo não reforçado (círculo 1) e reforçado (círculo 2), em ensaio triaxial de carregamento axial. Percebe-se que a envoltória do solo reforçado, obtida a partir dos ensaios, indica a existência de uma coesão aparente do conjunto. O círculo correspondente ao acréscimo de tensão lateral (círculo 3) provocado pela presença do reforço também está ilustrado na Fig. 2.

Broms (1977) reporta ensaios triaxiais reforçados e mostra os efeitos benéficos obtidos através da inclusão de geotêxteis (Fig. 3). Os ensaios foram executados em areia densa, sob um nível de confinamento de 21kPa. Foram montados corpos de prova com 2, 3 ou 4 camadas de reforço. Os resultados mostraram que os reforços posicionados nas extremidades dos corpos de prova não contribuíram para um aumento de resistência durante o ensaio triaxial convencional. Ou seja, o reforço posicionado nas extremidades não é solicitado à tração durante o ensaio, não influenciando os resultados. Nos ensaios com 3 ou 4 camadas de reforço, pode-se observar ganhos de resistência significativos. Nestes casos, o geossintético é interceptado pelos planos potenciais de ruptura, ocasionando um aumento na tensão cisalhante.

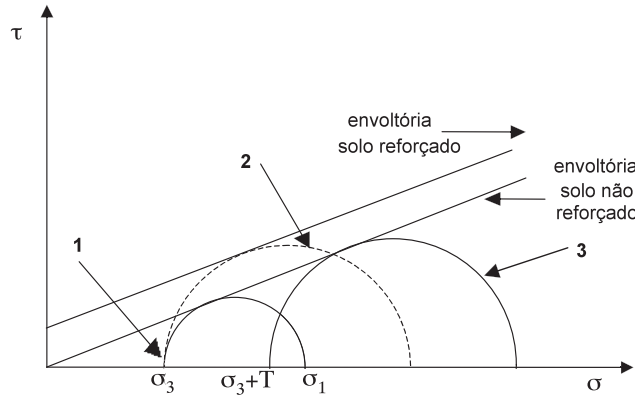


Fig. 2 – Aumento de resistência com a introdução do reforço.

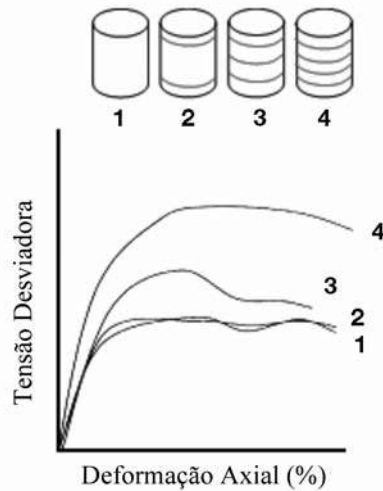


Fig. 3 – Ensaios triaxiais reforçados com geotêxteis (adaptado de Broms, 1977).

Rajagopal *et al.* (1999) executaram ensaios de compressão triaxial em corpos de prova de solo granular reforçado com múltiplas camadas de geocélulas, com o objetivo de avaliar o comportamento tensão versus deformação do conjunto. O efeito similar ao aumento de confinamento foi também observado.

Zhang *et al.* (2006) apresentam ensaios triaxiais em corpos de prova arenosos, reforçados com elementos tridimensionais de aço galvanizado. Os corpos de prova apresentavam 61,8mm de diâmetro e 135mm de altura. Além do acréscimo de intercepto coesivo (coesão aparente do conjunto), os autores observaram um aumento no ângulo de atrito interno do corpo de prova reforçado com relação ao corpo de prova não reforçado.

Gray e Ohashi (1983), Michalowski e Cermák (2003) e Park (2009) apresentam ensaios triaxiais reforçados com diferentes tipos de fibras. Nos ensaios apresentados por Park (2009), foram avaliadas diferentes formas de distribuição das fibras nos corpos de prova, como mostra a Fig. 4. Os autores observaram que a distribuição das fibras, ao longo de todo o corpo de prova (Caso 3), provoca um aumento significativo de resistência.

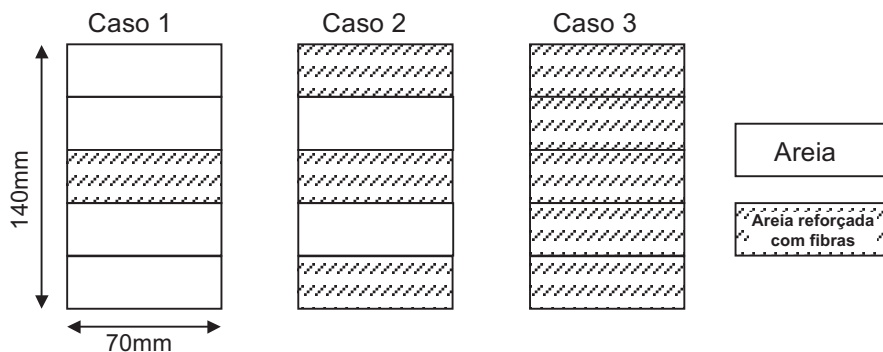


Fig. 4 – Ensaios triaxiais reforçados com fibras (adaptado de Park, 2009).

Os geossintéticos absorvem e redistribuem os esforços da matriz de solo, limitando as deformações laterais das estruturas reforçadas. A transferência favorável de tensões é controlada por dois fatores básicos: a resistência à tração do geossintético sob condições confinadas e a resistência ao arrancamento do geossintético da massa de solo.

Dois mecanismos distintos podem ocorrer durante os ensaios triaxiais em corpos de prova reforçados (Saez, 1997): o reforço pode ser tracionado ou pode se deslocar em relação ao solo envolvente.

No primeiro mecanismo, o reforço confere resistência à tração ao conjunto solo-reforço. O efeito benéfico do reforço é limitado pela resistência à tração do material (σ_G). No segundo mecanismo, ocorre o deslizamento entre o reforço e o solo circundante e o efeito benéfico do reforço é limitado pela resistência ao cisalhamento na interface (τ_{SG}).

Conforme os mecanismos ilustrados na Fig. 5, a tensão principal menor no instante da ruptura pode ser expressa por:

$$\sigma_{3f} = \sigma_3 + \sigma_G \quad (\text{reforço tracionado}) \quad (1)$$

$$\sigma_{3f} = \sigma_3 + \tau_{SG} \quad (\text{reforço se deslocando em relação ao solo}) \quad (2)$$

O presente trabalho apresenta os resultados de um programa de ensaios triaxiais executados em amostras de solo reforçado com geogrelhas. A campanha experimental teve como objetivo avaliar o ganho de resistência e rigidez do conjunto solo-geogrelha com a introdução de camadas horizontais de reforço.

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 – Considerações gerais

O programa experimental constou de 21 ensaios triaxiais consolidados-drenados (CD), com carregamento axial, executados com corpos de prova de areia e silte argiloso reforçados com uma geogrelha tecida. Foram executados ensaios sob tensões confinantes de 50, 150 e 300 kPa em um equipamento de grandes dimensões (22,9cm de diâmetro e 45,7cm de altura), no Laboratório de Geotecnia do Cedex, em Madrid. Estes ensaios fazem parte de um amplo programa experimental para o estudo da interação solo-geogrelha (Sieira e Sayão, 2002; Sieira *et al*, 2006; Sayão *et al*, 2009; Sieira e Sayão, 2009; Sieira *et al*, 2009).

Os itens subseqüentes apresentam as principais características dos materiais ensaiados (geogrelha e solos) e do equipamento, bem como os procedimentos de ensaio.

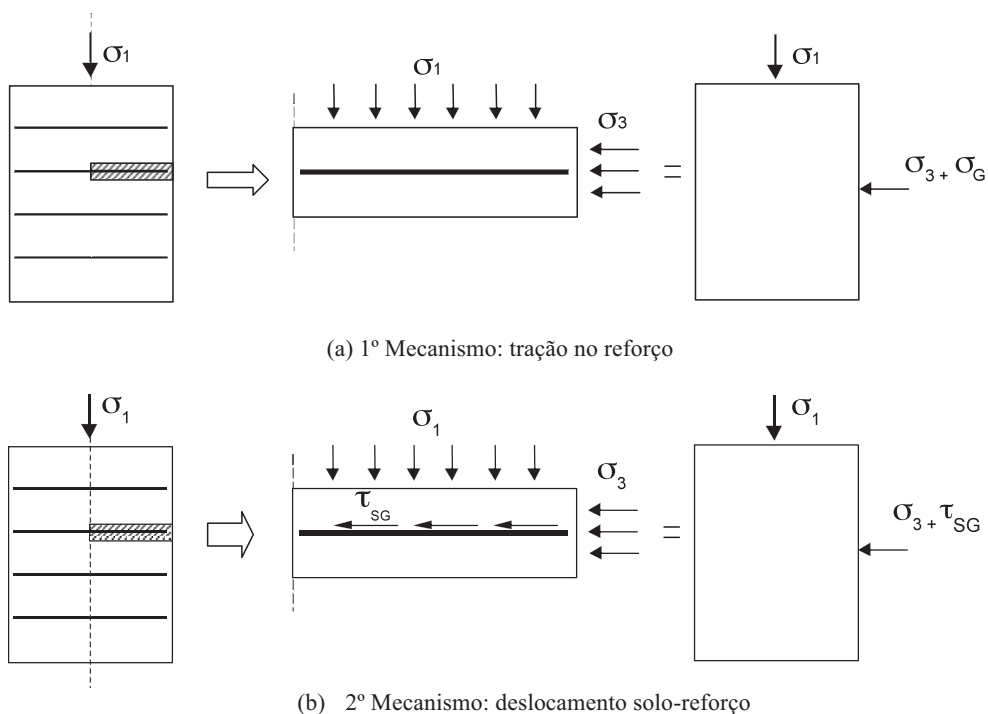


Fig. 5 – Mecanismos observados em ensaios triaxiais de solos reforçados com geossintéticos.

2.2 – Características da geogrelha

O programa de ensaios utilizou uma geogrelha de malha regular (MG), constituída por tiras tecidas de poliéster, com resistência nominal à tração igual a 97,0kN/m no sentido longitudinal, e 29,4kN/m no sentido transversal. Esta geogrelha possui aberturas quadradas de 20mm de lado e uma porcentagem de área sólida superficial disponível para atrito solo-geogrelha de 30%. O Quadro 1 apresenta as principais características físicas e mecânicas da geogrelha MG utilizada no programa experimental.

2.3 – Características dos solos

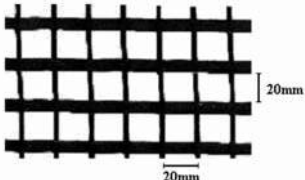
Os dois tipos de solo utilizados no programa experimental foram uma areia pouco siltosa bem graduada e um solo silto-argiloso. A escolha destes dois solos objetivou contribuir para a compreensão da influência das características do solo no mecanismo de interação solo-geogrelha.

Os ensaios de caracterização consistiram de distribuição granulométrica, limites de consistência, densidade real dos grãos e análise mineralógica.

A areia é constituída predominantemente por quartzo e feldspato e apresenta traços de ilita e clorita. O solo silto-argiloso é composto por 40% de quartzo e feldspato e 60% de esmectita, clorita e caolinita. As curvas granulométricas estão ilustradas na Fig. 6, enquanto o Quadro 2 apresenta as principais características geotécnicas de ambos os solos utilizados no programa experimental.

Observa-se que as curvas granulométricas dos dois tipos de solo são aproximadamente paralelas, sendo que a areia tem diâmetro médio das partículas 7 vezes superior ao diâmetro médio das partículas do silte argiloso. A areia apresenta-se bem graduada, com um coeficiente de não uniformidade de 14,2.

Quadro 1 – Características físicas e mecânicas da geogrelha.

Físicas	Tipo de polímero	Poliéster com PVC
	Tipo de malha	Aberturas quadradas
	Processo de fabricação	Tecido
	Aberturas (mm)	20,0
	Largura dos elementos longitudinais (mm)	8,0
	Largura dos elementos transversais (mm)	3,0
Mecânicas	Resistência à tração longitudinal (kN/m)	97,0
	Resistência à tração transversal (kN/m)	29,4
	Alongamento máximo na ruptura (mm)	12,8
	Geogrelha MG	

Ensaios de compactação Proctor Normal foram executados com o solo silto-argiloso. A Fig. 7 apresenta a curva de compactação, juntamente com os valores de peso específico seco máximo e umidade ótima. Nota-se que o solo apresenta um peso específico seco máximo de $18,1\text{kN/m}^3$ e um teor de umidade ótima de 15,5%.

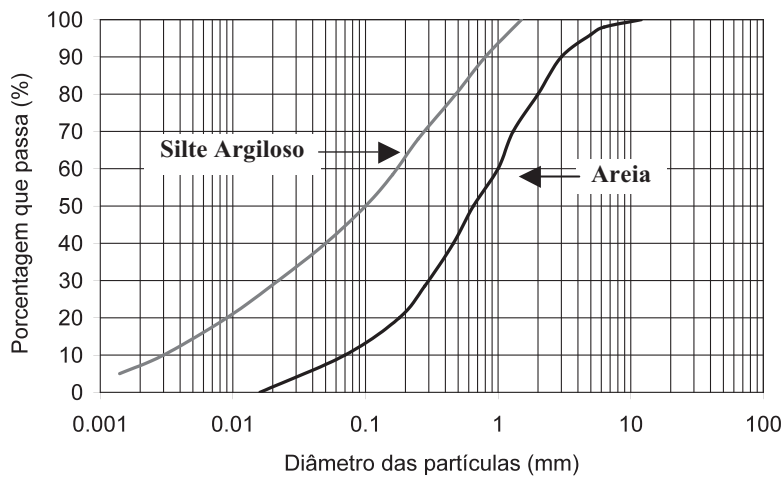


Fig. 6 – Curvas granulométricas dos solos arenoso e silto-argiloso.

Os parâmetros de resistência dos solos serão apresentados posteriormente, juntamente com os resultados dos ensaios triaxiais reforçados. Os ensaios em corpos de prova reforçados e não reforçados foram executados no mesmo equipamento triaxial de grandes dimensões, de forma a evitar erros decorrentes do efeito de escala.

Quadro 2 – Caracterização dos solos.

Tipo de Solo	Caracterização					
	G_s	LL (%)	LP (%)	D_{10} (mm)	C_u	C_c
Areia	2,71	—	—	0,07	14,2	1,28
Silte Argiloso	2,69	29,7	19,0	0,003	60,0	0,74

LEGENDA: G_s = densidade real dos grãos sólidos; LL = limite de liquidez; LP = limite de plasticidade; D_{10} = diâmetro efetivo dos grãos; C_u = coeficiente de não uniformidade; C_c = coeficiente de curvatura

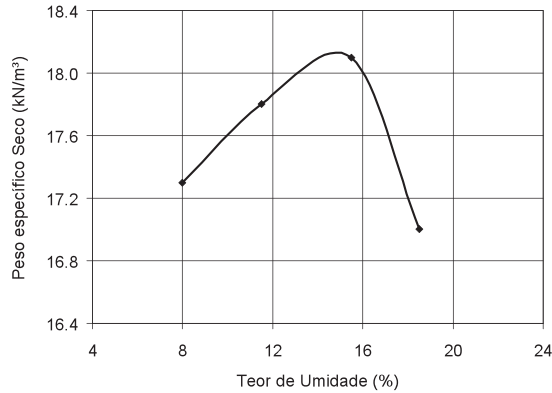


Fig. 7 – Ensaio de compactação proctor normal no silte argiloso.

2.4 – Descrição do equipamento

O equipamento utilizado para a série de ensaios triaxiais permite ensaiar corpos de prova cilíndricos de solo reforçado com 22,9cm (9”) de diâmetro e 45,7cm (18”) de altura. No programa de ensaios de solo reforçado com camadas horizontais de geogrelhas, deve-se ainda garantir que a relação entre a abertura da malha (S) e o diâmetro da amostra (φ) seja inferior a 1/5 (ASTM D5321). A geogrelha utilizada na presente série de ensaios possui uma abertura de 2,0cm, com razão $S/\varphi = 0,087$, inferior, portanto, à razão máxima recomendada.

A Fig. 8 apresenta o equipamento, constituído de uma célula triaxial metálica (Fig. 8a), capaz de suportar tensões confinantes de até 1,0GPa, aplicadas por meio de colunas de mercúrio (Fig. 8b). Uma prensa hidráulica, utilizada para carregamento axial, era capaz de aplicar uma carga máxima de 982kN (100t), com o controle da velocidade de carregamento. Um sistema automático de aquisição de dados era dedicado ao equipamento triaxial.

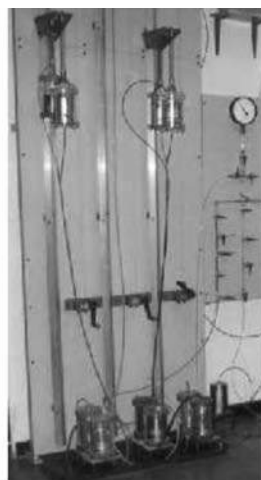
2.5 – Procedimento de ensaio

O processo de moldagem dos corpos de prova foi realizado em um molde metálico cilíndrico, que se encontrava acoplado a um compactador mecânico.

Uma vez definidos os valores de peso específico seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) e umidade ótica (ω_{ot}), iniciava-se o processo de compactação. Os corpos de prova foram compactados em 5 camadas, sendo aplicados 60 golpes em cada camada. A energia de compactação imposta aos corpos de prova era igual à energia do ensaio de Proctor Modificado (2,632 J/cm³).



(a) Prensa



(b) Colunas de Mercúrio

Fig. 8 – Detalhes do equipamento triaxial de grandes dimensões (Sieira *et al.*, 2005).

A fim de garantir a estabilidade do corpo de prova durante a retirada do molde metálico, utilizou-se uma membrana flexível de borracha (látex) dentro do molde (Fig. 9a). Terminado o processo de compactação do solo, o molde era retirado e o corpo de prova era colocado na célula triaxial entre placas porosas drenantes. Adicionalmente, bandas de papel filtro eram colocadas na superfície lateral dos corpos de prova de silte argiloso, de modo a reduzir a distância máxima de drenagem e acelerar o processo de adensamento. A Fig. 9b apresenta um corpo de prova após a preparação.

A seguir, a célula triaxial era preenchida com água destilada e iniciava-se o processo de saturação do corpo de prova. Esta etapa tinha a finalidade de permitir o controle das variações de volume do solo durante o ensaio. Na saturação, foi utilizada uma contrapressão de 600kPa, com uma



Fig. 9 – Preparação do corpo de prova para ensaios triaxiais em solo reforçado.

pressão confinante de 620kPa, ambas mantidas por 24h. Ao final, a saturação do corpo de prova era confirmada pela medição do parâmetro B de Skempton igual ou superior a 0,99.

O programa experimental constou de ensaios triaxiais drenados (tipo CD). A velocidade de cisalhamento adotada foi estimada a partir dos dados obtidos durante a fase de adensamento isotrópico do corpo de prova.

2.6 – Ensaios executados

O programa experimental está apresentado no Quadro 3. O objetivo destes ensaios foi avaliar o ganho de resistência e rigidez do conjunto solo-geogrelha com a introdução das camadas horizontais de reforço.

Quadro 3 – Programa de ensaios triaxiais.

Solo	Nº de Camadas de Reforço	Tensão Confinante (kPa)	
Areia	0 , 1 , 2 ou 4	50, 150 ou 300	
Silte Argiloso	0 , 1 ou 4	50, 150 ou 300	

3 – APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

3.1 – Ensaios em corpos de prova não reforçados

As Figuras 10 e 11 apresentam, respectivamente, os resultados dos ensaios executados com corpos de prova não reforçados de areia e silte argiloso. Observa-se, em ambos os casos, um acréscimo de resistência e de rigidez à medida que o confinamento aumenta.

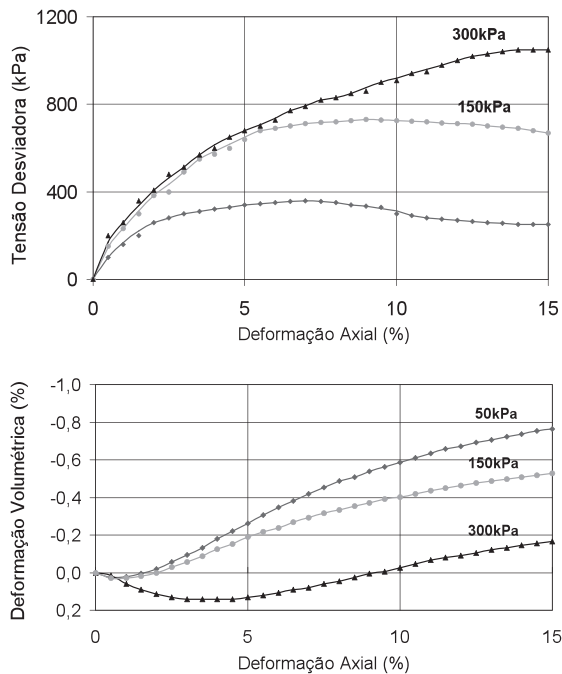


Fig. 10 – Ensaios triaxiais: areia não reforçada.

Nos ensaios em areia (Fig. 10), observa-se que os corpos de prova apresentam, inicialmente, uma redução de volume. No entanto, ainda antes de ser atingida a resistência de pico, o volume do corpo de prova começa a aumentar, apresentando, na ruptura, um volume superior ao do início do cisalhamento.

Nota-se que, com o aumento da tensão confinante, obteve-se uma maior compressão inicial do corpo de prova e uma menor expansão no final do cisalhamento. Este comportamento é considerado característico de areias densas em ensaios triaxiais.

Nos ensaios em silte argiloso (Fig. 11), os corpos de prova sofreram apenas compressão durante o cisalhamento. Com o aumento da tensão confinante, foi maior o decréscimo de volume sofrido pelo corpo de prova durante o cisalhamento por carregamento axial.

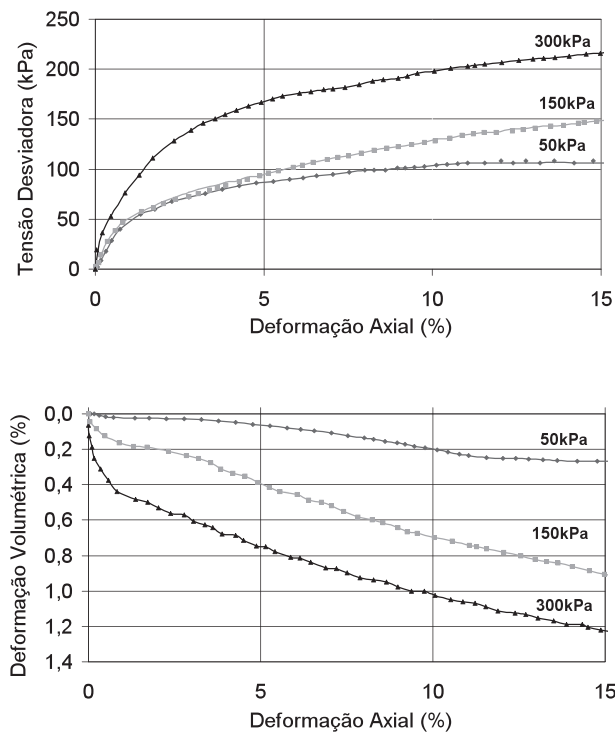


Fig. 11 – Ensaios triaxiais: silte argiloso não reforçado.

3.2 – Ensaios em corpos de prova reforçados

Os resultados dos ensaios triaxiais executados em corpos de prova de areia reforçada estão apresentados nas Figuras 12 a 14. Em todos os ensaios, observa-se um acréscimo de resistência com o aumento da tensão confinante, independente do número de camadas de reforço.

Inicialmente, os corpos de prova sofrem compressão, mas expandem antes de ser atingida a resistência máxima. A redução inicial de volume dos corpos de prova é mais acentuada para maiores valores de tensão confinante. Em contrapartida, a expansão final do corpo de prova diminui com o aumento do confinamento.

Nota-se que a introdução de camadas de reforço restringe também a expansão dos corpos de prova. Nos ensaios sob um confinamento de 150kPa, o corpo de prova com 1 camada de geogrelha (Fig. 12) aumenta de volume durante o cisalhamento. O mesmo acontece com o corpo de prova de

areia não reforçada (Fig. 10). No entanto, nos ensaios com 2 e 4 camadas de geogrelha (Fig. 13 e Fig. 14), verificou-se apenas uma redução de volume do solo reforçado.

A compressão dos corpos de prova aumenta com o número de camadas de reforço, sugerindo que a introdução de elementos de reforço em uma massa de solo provoca um efeito similar ao do aumento do confinamento. Observações similares foram reportadas por Broms (1977) e Saez (1997).

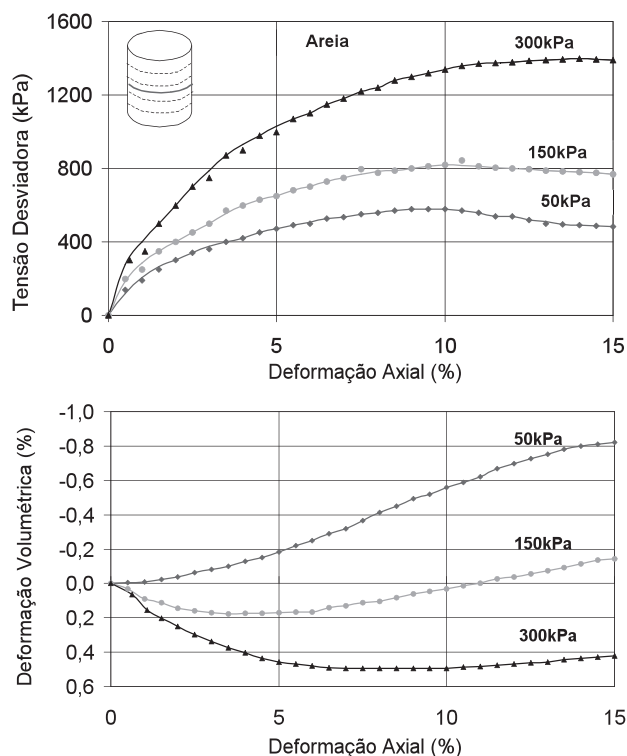


Fig. 12 – Ensaios triaxiais: areia com 1 camada de geogrelha.

Na Fig. 14, observa-se que para um nível de confinamento de 300kPa, o corpo de prova ganha resistência mesmo após atingir uma deformação axial de 15%. Neste ensaio, não se observou um patamar de resistência máxima.

É interessante observar que a deformação axial na ruptura aumenta com a introdução de camadas de reforço e com o aumento da tensão confinante. Esta observação fica evidenciada a partir do gráfico apresentado na Fig. 15.

A Fig. 16 ilustra o corpo de prova reforçado com 4 camadas ao término dos ensaios, sob um confinamento de 150kPa. Nesta Figura, estão indicadas as posições das camadas de geogrelha, que podem ser facilmente notadas ao término dos ensaios.

Os ensaios executados em corpos de prova de silte reforçado estão apresentados nas Figuras 17 e 18. O ganho de resistência e rigidez é mais uma vez constatado à medida que aumentam o confinamento e o número de camadas de reforço.

Nota-se que os corpos de prova sofrem apenas deformações volumétricas compressivas. Quanto maior o número de camadas horizontais de geogrelha, maior a compressão do corpo de prova durante o cisalhamento. A mesma tendência de comportamento foi observada nos ensaios com solo arenoso.

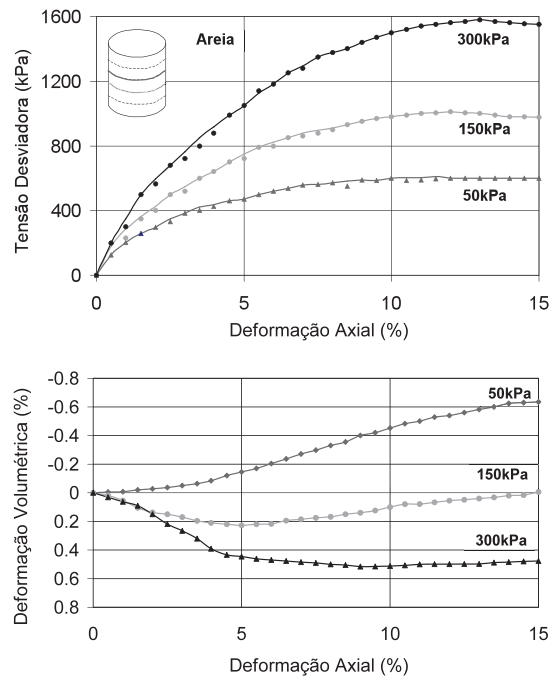


Fig. 13 – Ensaios triaxiais: areia com 2 camadas de geogrelha.

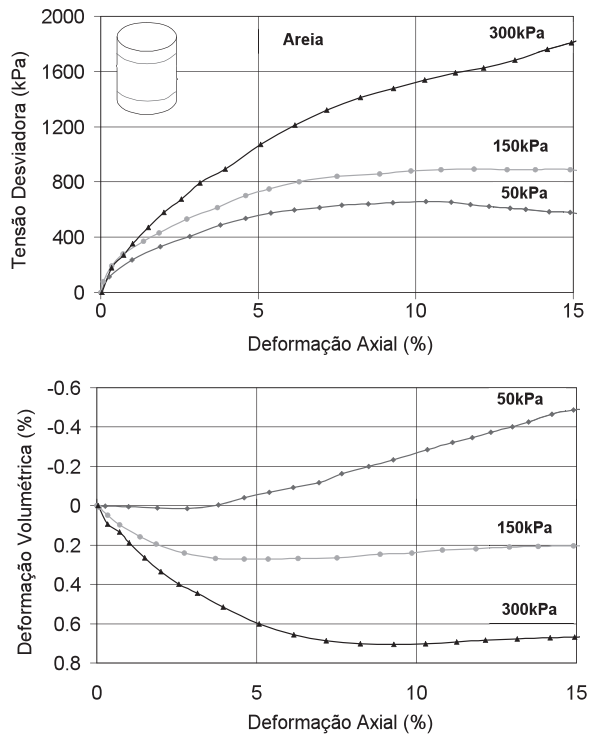


Fig. 14 – Ensaios triaxiais: areia com 4 camadas de geogrelha.

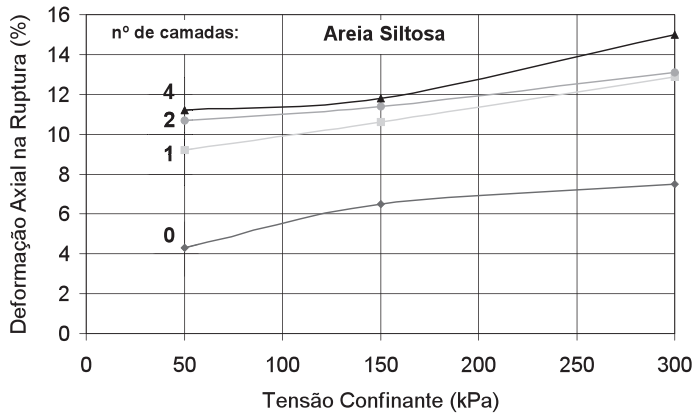


Fig. 15 – Deformação axial na ruptura: ensaios triaxiais em areia.

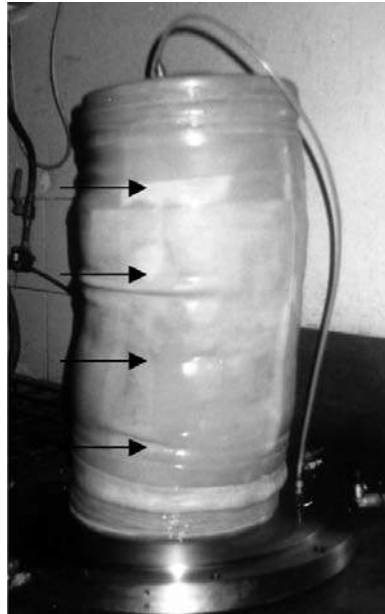


Fig. 16 – Corpo de prova com 4 camadas de geogrelha ao final dos ensaios.

Nos ensaios em silte argiloso reforçado com 1 camada de geogrelha (Fig. 17), observa-se que a tensão desviadora cresce continuamente até se estabilizar em um valor correspondente à resistência máxima. No entanto, no mesmo solo reforçado com 4 camadas de geogrelha (Fig. 18), não se observa um patamar de resistência máxima e a tensão desviadora aumenta, mesmo quando o corpo de prova atinge uma deformação axial de 15%, para os três níveis de tensão confinante.

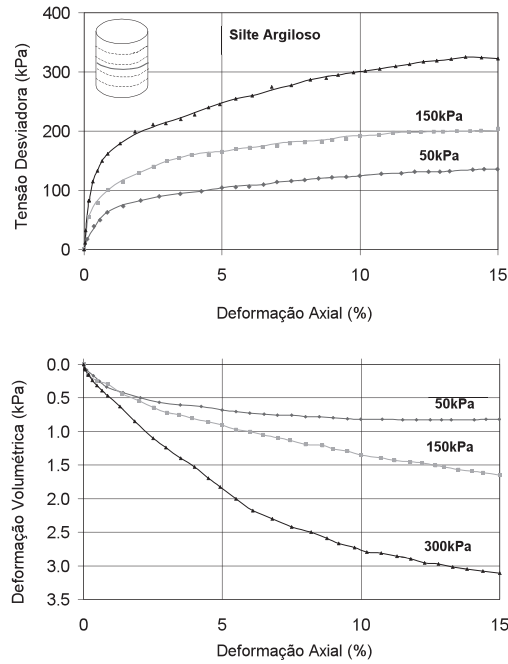


Fig. 17 – Ensaios triaxiais: silte argiloso com 1 camada de geogrelha.

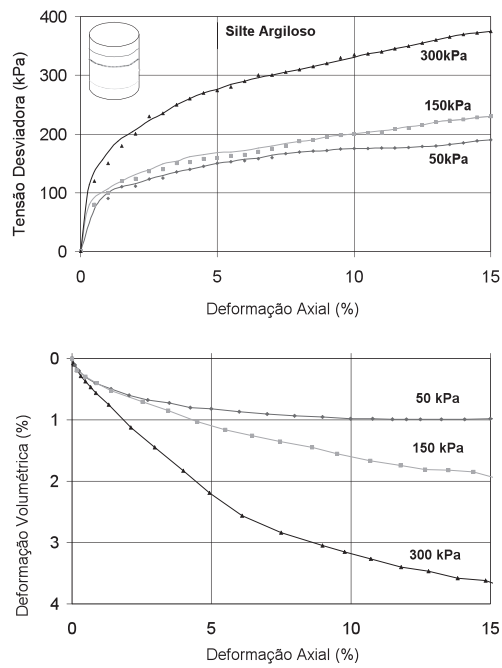


Fig. 18 – Ensaios triaxiais: silte argiloso com 4 camadas de geogrelha.

4 – INFLUÊNCIA DAS CAMADAS DE REFORÇO

A Fig. 19 mostra uma comparação entre os ensaios executados em areia não reforçada e os ensaios com areia reforçada, para os 3 níveis distintos de confinamento. Observa-se um ganho significativo de resistência com a introdução de camadas de geogrelha. Nos ensaios com $\sigma_c = 50\text{kPa}$ (Fig. 19a), o ganho de resistência com a introdução de apenas 1 camada é de 61%. Com o aumento do número de camadas, a resistência não aumenta mais de forma significativa, para este nível de confinamento.

No entanto, sob um maior nível de confinamento, de 300kPa, observa-se que a introdução de 4 camadas de geogrelha produz um ganho de resistência de 72% em relação à amostra não reforçada (Fig. 19c).

É interessante observar a proximidade das curvas tensão vs. deformação dos corpos de prova com 2 e 4 camadas, sob tensões confinantes de 150 e 300kPa. Os resultados sugerem que as camadas de reforço localizadas próximo às extremidades dos corpos de prova não exercem influência significativa na resistência do conjunto, uma vez que estão localizadas em uma região pouco solicitada durante o cisalhamento. Comportamento similar foi observado por Broms (1977), a partir de ensaios triaxiais em corpos de prova de areia densa reforçada.

Nos ensaios com 4 camadas, nota-se que o corpo de prova ganha resistência, mesmo após deformações axiais da magnitude de 15%. Este ganho de resistência aumenta com o aumento da tensão confinante.

A Fig. 20 apresenta uma comparação entre os ensaios executados em silte reforçado e não reforçado, para os 3 níveis de confinamento. De maneira similar aos ensaios em areia, nota-se que a resistência e a rigidez do corpo de prova aumentam com o número de camadas de geogrelha. Para um nível de confinamento de 50kPa, verifica-se um ganho de resistência de 26% quando se introduz 1 camada de geogrelha, e de 75% quando são inseridas 4 camadas. Para um confinamento de 300kPa, o ganho de resistência é de 52% e 76%, com a introdução de 1 e 4 camadas de geogrelha, respectivamente.

Quanto às características de deformabilidade do conjunto, observa-se um aumento de rigidez com a inserção de camadas de geogrelha. A Fig. 21 ilustra a variação da razão E_{50}/σ_3 com o número de camadas de geogrelha. O módulo de deformabilidade E_{50} é obtido a partir da curva tensão desviadora vs deformação axial, sendo calculado para um valor correspondente a 50% da tensão desviadora máxima.

Pode-se observar uma tendência de aumento da razão E_{50}/σ_3 com o número de camadas. Nos ensaios com solo arenoso, existe uma faixa aproximadamente linear de aumento da razão E_{50}/σ_3 . Esta faixa é obtida em função dos diferentes níveis de confinamento. Nos ensaios com silte argiloso, o comportamento linear não é observado.

A introdução de elementos de reforço exerce uma influência similar a um aumento de confinamento. O aumento da tensão lateral faz com que seja necessária uma tensão axial mais elevada para conduzir à ruptura do corpo de prova por cisalhamento. A Fig. 2 apresentou o comportamento típico de um solo reforçado em ensaios triaxiais de compressão. Para um mesmo estado de tensões externo, há um incremento da resistência ao cisalhamento. O círculo de Mohr desloca-se para a direita devido ao aumento de σ_3 . Este aumento, segundo Saez (1997), pode estar relacionado ao desenvolvimento de esforços de tração durante o ensaio, ou à mobilização da resistência na interface solo-reforço (respectivamente, mecanismos 1 e 2 na Fig. 5). O valor da tensão principal menor no instante da ruptura dependerá do tipo de mecanismo mobilizado, e pode ser estimado pelas expressões (1) e (2), anteriormente apresentadas.

Uma vez finalizados os ensaios, procedeu-se à desmontagem cuidadosa dos corpos de prova e à inspeção visual das amostras de geogrelha. As geogrelhas utilizadas nos corpos de prova arenosos apresentavam distorções, sugerindo que solicitações de tração ocorreram durante o cisalhamento (mecanismo 1). Neste caso, o aumento de σ_3 é provocado pelo esforço de tração na geogrelha.

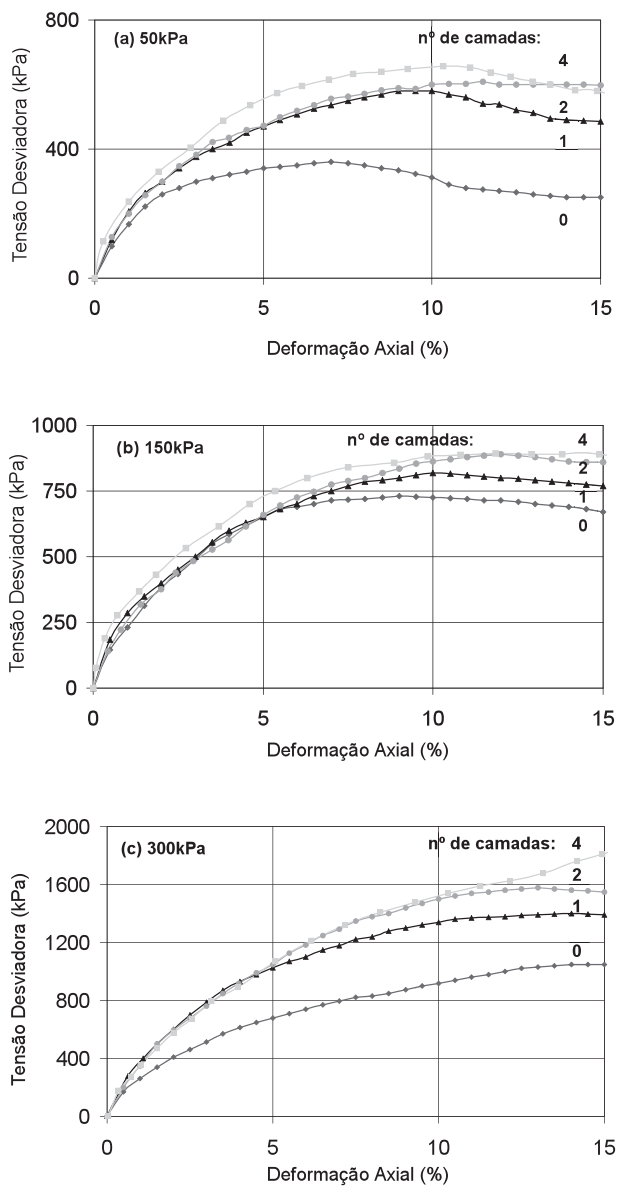


Fig. 19 – Ensaio triaxiais em areia reforçada e não reforçada (Sicira *et al*, 2005).

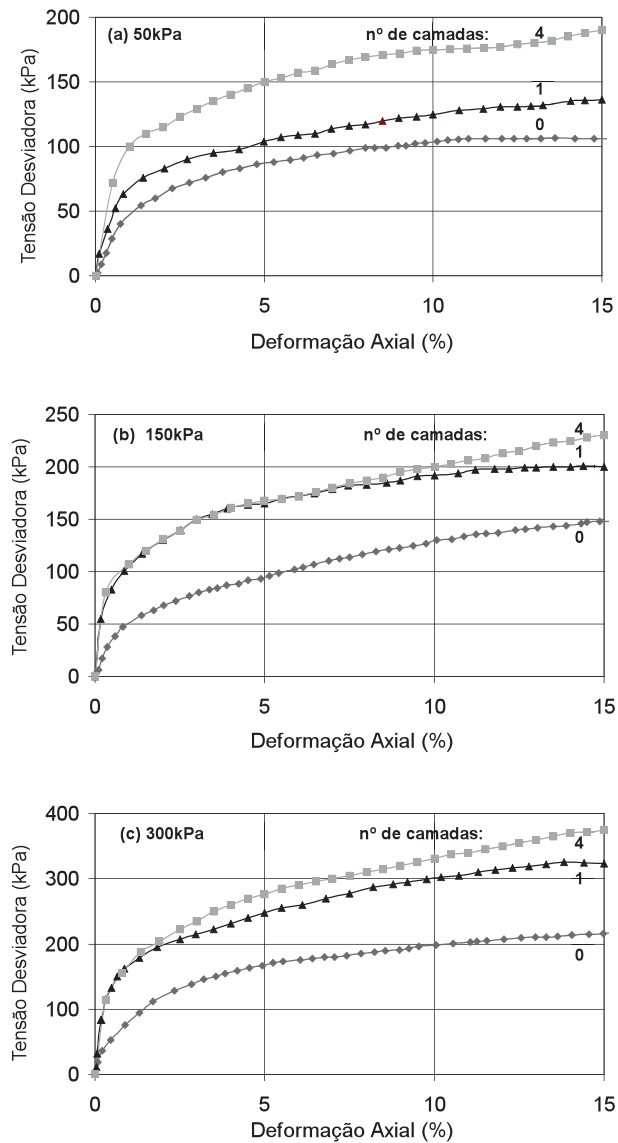


Fig. 20 – Ensaios triaxiais em silte argiloso reforçado e não reforçado.

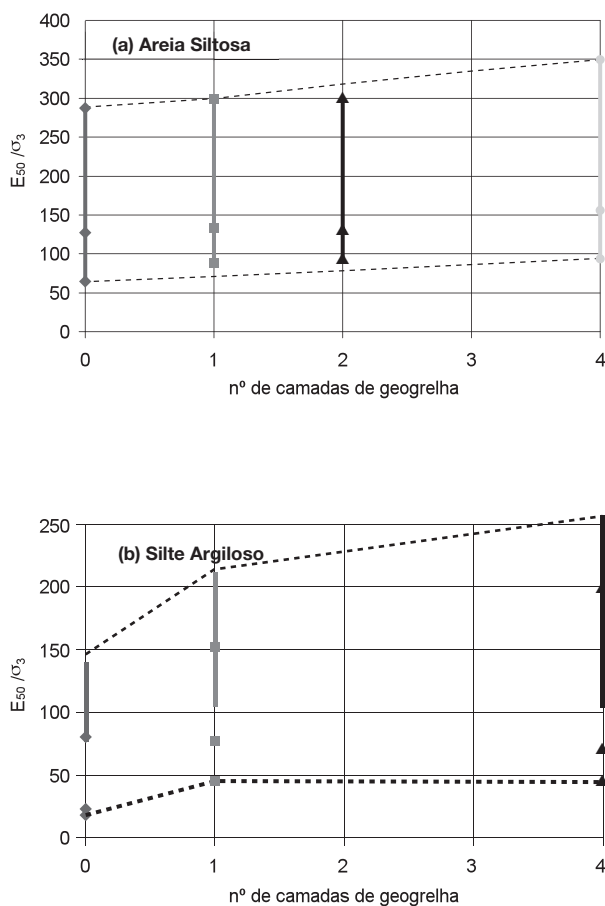


Fig. 21 – Valores de E_{50}/σ_3 de solo reforçado, obtidos em ensaios triaxiais.

No entanto, após os ensaios com solo silto-argiloso, não se observou qualquer distorção ou dano, sugerindo que a geogrelha deslizava em relação ao solo envolvente, e que o aumento de σ_3 era causado pela resistência ao cisalhamento mobilizada na interface solo-geogrelha (mecanismo 2).

As envoltórias de resistência do solo arenoso, expressas no diagrama $p \times q$, estão apresentadas na Fig. 22. Nota-se que as envoltórias são aproximadamente paralelas, indicando um aumento no intercepto coesivo.

De acordo com a constatação de que as geogrelhas foram solicitadas à tração nos ensaios em solo arenoso, optou-se por considerar a hipótese de um aumento no valor de σ_3 ao final do ensaio, equivalente ao esforço de tração atuante na geogrelha. A Fig. 23 apresenta a envoltória da areia não reforçada, a envoltória da areia com 1 camada de geogrelha e a envoltória que considera o aumento de σ_3 , decorrente do esforço de tração atuante na geogrelha. Foram atribuídos diferentes valores para σ_G , buscando a adequação dos novos estados de tensão (obtidos a partir de σ_{3f}) à envoltória do solo não reforçado. O Quadro 4 apresenta os valores da tensão de tração na geogrelha (σ_G), calculados para os 3 níveis distintos de confinamento. Observa-se que a tração na geogrelha (σ_G) aumentou com a tensão confinante, ou seja, para maiores níveis de confinamento, ocorreu uma maior solicitação do reforço, e um maior ganho de resistência em relação ao solo não reforçado. Ressalta-se que este mecanismo apresenta como limite superior o valor de resistência à tração da geogrelha utilizada como reforço.

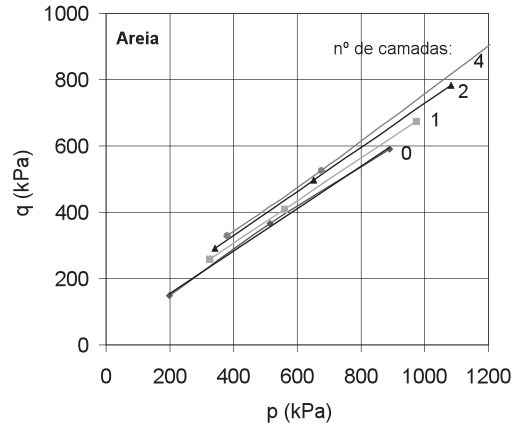


Fig. 22 – Envoltórias de resistência: ensaios triaxiais em areia.

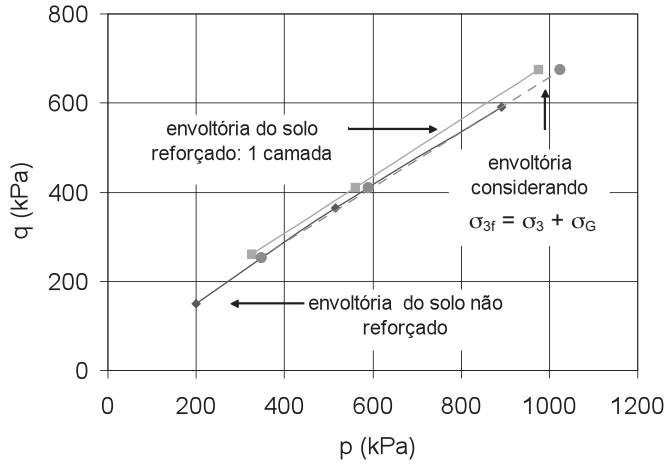


Fig. 23 – Aumento de σ_3 : ensaios triaxiais em areia.

Nos ensaios com solo silto-argiloso, observou-se a ocorrência de deslocamento relativo entre o solo e o elemento de reforço. Neste caso, considerou-se a hipótese de um aumento no valor de σ_3 ao final do ensaio, decorrente da resistência mobilizada na interface solo-geogrelha. A Fig. 24 apresenta as envoltórias do silte argiloso não reforçado, do silte argiloso com 1 camada de geogrelha e a envoltória que considera o aumento de σ_3 nos ensaios com solo reforçado. Os valores de τ_{SG} foram obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto com reforço horizontal, reportados por Sieira e Sayão (2005), com o mesmo solo silto-argiloso e a mesma geogrelha MG. Segundo os autores, a resistência na interface silte argiloso/geogrelha pode ser obtida para qualquer nível de tensão confinante vertical, a partir da expressão:

$$\tau_{SG} = 37 + \sigma \cdot \tan 21^\circ \quad (3)$$

onde: $c_a = 37\text{kPa}$ (adesão na interface solo-geogrelha), e $\delta = 21^\circ$ (ângulo de atrito na interface).

Quadro 4 – Valores de σ_G : ensaios triaxiais em areia.

σ_3 (kPa)	σ_G (kN/m)	σ_{3f} (kPa)
50	20	70
150	30	180
300	50	350

Neste caso, foram consideradas diferentes porcentagens de mobilização de τ_{SG} , buscando a adequação dos novos estados de tensão (obtidos a partir de σ_{3f}) à envoltória do solo não reforçado. A Fig. 24 mostra um ajuste adequado quando se considerou um aumento de σ_3 devido à mobilização de 80% da resistência ao cisalhamento na interface. Os resultados sugerem, portanto, que a resistência na interface não é totalmente mobilizada durante o cisalhamento dos corpos de prova.

Cabe ressaltar que no caso particular do solo silto-argiloso (Fig. 25), as envoltórias do solo reforçado e não reforçado não são paralelas. Isto dificulta um bom ajuste dos novos estados de tensão à envoltória do solo não reforçado. Para níveis reduzidos de confinamento (50kPa), houve um ganho de resistência de 67% do corpo de prova reforçado com 4 camadas, em relação ao corpo de prova não reforçado. Nos ensaios com tensões confinantes mais elevadas (300kPa), o ganho de resistência foi de 72%.

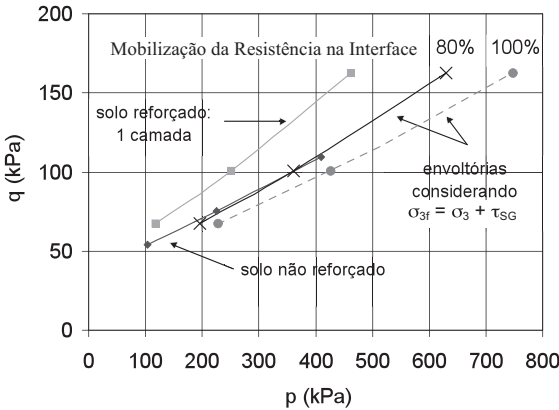


Fig. 24 – Aumento de σ_3 : ensaios triaxiais em silte argiloso.

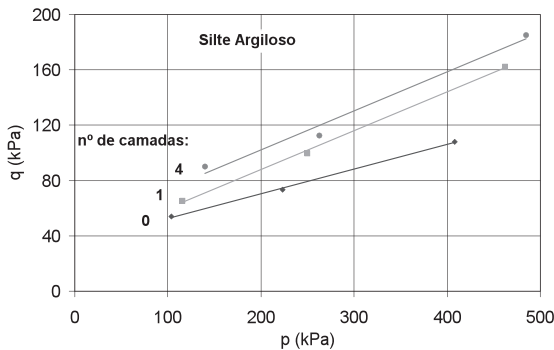


Fig. 25 – Envoltórias de resistência: ensaios triaxiais em silte argiloso.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente trabalho foram apresentados e discutidos os resultados dos ensaios triaxiais executados com corpos de prova de areia e silte argiloso, reforçados com camadas de geogrelha. Foram executados ensaios em equipamentos de grandes dimensões (9” de diâmetro), em solos com diversas camadas de geogrelhas sob tensões confinantes entre 50 e 300kPa. O objetivo principal destes ensaios foi avaliar o ganho de resistência e a rigidez do conjunto solo-geogrelha com a adição de camadas horizontais de reforço.

Em todos os ensaios, observou-se um acréscimo de resistência e de rigidez com o aumento do número de camadas de reforço, independente da tensão confinante.

A compressão dos corpos de prova aumentou com o número de camadas de reforço, sugerindo que a introdução de elementos de reforço em uma massa de solo provoca um efeito similar ao do aumento do confinamento. O aumento da tensão lateral faz com que seja necessária uma tensão axial mais elevada para causar a ruptura do corpo de prova por cisalhamento.

Observou-se, ainda, que a deformação axial na ruptura aumentou com a introdução de camadas de reforço e com o aumento da tensão confinante.

Os resultados dos ensaios em solo reforçado mostraram que as camadas de reforço localizadas próximas às extremidades dos corpos de prova não exercem influência significativa na resistência do conjunto, uma vez que estão localizadas em uma região pouco solicitada durante o cisalhamento.

Os diferentes mecanismos que podem ocorrer durante os ensaios triaxiais em solo reforçado foram discutidos, com base na observação do estado das geogrelhas ao término dos ensaios. Em solo arenoso reforçado, as geogrelhas apresentavam distorções, sugerindo a ocorrência de solicitações de tração durante o cisalhamento. No campo, este mecanismo corresponde ao arrancamento da geogrelha da massa de solo, e ocorre quando a superfície potencial de ruptura intercepta o reforço segundo uma determinada inclinação.

Nos ensaios com solo silto-argiloso reforçado, a geogrelha deslizava em relação ao solo envolvente, sem exibir qualquer distorção ou dano. No campo, este mecanismo corresponde ao cisalhamento direto na interface solo-geogrelha e ocorre quando a superfície potencial de ruptura tangencia a camada de reforço. No entanto, além das diferenças nos movimentos relativos na interface, é importante observar também a relação espessura da geogrelha/dimensão das partículas de solo. Solos finos, mesmo em ensaios de arranque, mobilizam uma menor parcela de resistência passiva nas barras transversais das geogrelhas, por isso induzem uma menor distorção ao geossintético. Por outro lado, em ensaios de corte direto, os solos granulares induzem distorções nas geogrelhas.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio recebido do Laboratório de Geotecnia do Cedex (Espanha) e da empresa Maccaferri do Brasil. O auxílio recebido do CNPq (Brasil) também foi importante para o desenvolvimento da pesquisa sobre solos reforçados.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM D-5321 (1992) – *Standard test method for determining the coefficient of soil and geosynthetic or geosynthetic and geosynthetic friction by the direct shear method*. Annual Book of ASTM Standards, USA.

Brooms B. B. (1977) – *Triaxial tests with fabric-reinforced soil*. International Conference on Soil Textile, Paris, v. 1, pp. 129-133.

- Gray, D. H.; Ohashi, H. (1983) – *Mechanics of fiber reinforcement in sand*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v. 109 (3), pp. 335–353.
- Michalowski, R. L.; Cermak, J. (2003) – *Triaxial compression of sand reinforced with fibers*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, v. 129 (2), pp. 125–136.
- Park, S. S. (2009) – *Effect of fiber reinforcement and distribution on unconfined compressive strength of fiber-reinforced cemented sand*. Geotextiles and Geomembranes, v.27, pp.162–166.
- Rajagopal, K.; Krishnaswamy, N. R.; Latha, G. M. (1999) – *Behavior of sand confined with single and multiple geocells*. Geotextiles and Geomembranes, v. 17, pp. 171–184.
- Saez, J. A. (1997) – *Caracterización geomecánica de geotextiles*. Curso sobre técnicas generales de refuerzo del terreno y sus aplicaciones. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX). Espanha, v.1, pp. 1-29.
- Sayão, A. S. F. J.; Nunes, A. LL. S.; Becker, L. B; Sieira, A. C. C. F. (2009) – *Behaviour of geo - grids under pullout tests in fine and coarse soils*. 17th International Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering, ISSMGE, Alexandria, Egypt.
- Sieira, A. C. C. F.; Sayão, A. S. F. J. (2002) – *Estudo experimental dos mecanismos de interação solo-geogrelha*. Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, SPG, v. 8, pp. 1569-1578.
- Sieira, A. C. C. F.; Sayão, A. S. F. J. (2005) – *Simulação de ensaios de cisalhamento direto em solo reforçado com geogrelha*. 5^o Simpósio Brasileiro de Aplicações de Informática em Geotecnia, ABMS, v. 1, pp. 260 – 265.
- Sieira, A. C. C. F.; Sayão, A. S. F. J.; Gerscovich, D. M. S. (2005) – *Modelação de Ensaios Triaxiais em Corpos de Prova Reforçados com Geogrelhas*. 2^{as} Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia, pp. 171-177.
- Sieira, A. C. C. F.; Sayão, A. S. F. J., Gerscovich, D. M. S. (2006) – *Mobilização da resistência ao arranque de geogrelhas*. Revista Geotecnia, SPG, Portugal, v. 108, pp. 99-120.
- Sieira, A. C. C. F., Sayão, A. S. F. J. (2009) – *Experimental investigation of mechanical damage in geogrids*. Soils and Rocks, ABMS/ ABGE/ SPG, Brasil. v. 32, no. 1, pp.19-30.
- Sieira, A. C. C. F.; Gerscovich, D. M. S.; Sayão, A. S. F. J. (2009) – *Displacement and load transfer mechanisms of geogrids under pullout conditions*. Geotextiles and Geomembranes, v. 27, pp. 241-253.
- Wheeler, P. (1996) – *Earth bound: reinforced soil and BS8006*. Ground engineering, reinforcement soil supplement, London, UK, pp. 3-5.
- Zhang, M. X.; Javadib, A. A.; Min, X. (2006) – *Triaxial tests of sand reinforced with 3D inclusions*. Geotextiles and Geomembranes, v. 24, pp. 201–209.

ESCAVAÇÃO ESCORADA EM SOLO MOLE INCORPORANDO LAJE DE FUNDO EM JET GROUTING: ANÁLISE CONSIDERANDO OS EFEITOS DA CONSOLIDAÇÃO

Braced excavation in soft soil incorporating bottom jet grout slab:
Analysis considering the consolidation effects

Ricardo Gomes Pinto*

José Leitão Borges**

RESUMO – Utilizando um programa baseado no método dos elementos finitos, analisa-se uma escavação multi-escorada em solo mole, reforçada no fundo com laje de *jet grouting*. O programa incorpora a teoria multidimensional de consolidação de Biot (formulação acoplada das equações de equilíbrio e de escoamento) com relações constitutivas simuladas pelo modelo de estados críticos $p-q-\theta$. Avalia-se, em particular, da importância da instalação da laje de *jet grouting*, funcionando como escoramento abaixo da base da escavação, por forma a evitar a rotura do fundo daquela. É dada especial atenção à análise, durante e após o período construtivo, das pressões de água, dos excessos de pressão neutra, das tensões de corte, dos níveis de tensão e dos deslocamentos no maciço, bem como dos esforços axiais nas escoras, dos deslocamentos, momentos flectores e pressões na parede e dos esforços axiais e momentos flectores na laje de *jet grouting*.

ABSTRACT – Using a numerical model based on the finite element method, a bottom-*jet-grout*-slab-reinforced braced excavation in soft soil is analysed. The numerical model incorporates the Biot consolidation theory (coupled formulation of the flow and equilibrium equations) with constitutive relations simulated by the $p-q-\theta$ critical state model. The importance of the *jet-grout* slab construction in order to increase stability against bottom heave failure is particularly assessed. Special emphasis is given to the analysis, during and after the construction period, of the pore pressures, shear stresses, stress levels and displacements in the ground, as well as strut compression forces, wall displacements and bending moments, pressures on the wall and *jet-grout* slab compression forces and bending moments.

PALAVRAS CHAVE – Escavação escorada, solo mole, laje de fundo, *jet grouting*, consolidação.

1 – PREÂMBULO

Teoricamente, quando se executa uma escavação escorada num maciço argiloso mole em que a parede de contenção não é prolongada abaixo da base da escavação, ocorre rotura do fundo se a tensão total vertical ao nível da base, antes da escavação, ultrapassa o valor da capacidade de carga do solo subjacente.

Face a esta eventualidade, surgem usualmente dois cenários alternativos possíveis para evitar a rotura do fundo da escavação. O primeiro corresponde à execução do prolongamento da cortina abaixo da base da escavação, geralmente até um estrato inferior mais resistente (estrato rígido).

* Mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

** Doutor em Engenharia Civil, Professor da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Esta situação só é possível, em termos práticos, quando o estrato rígido não se encontra a grande profundidade. Neste caso, simplificada, as pressões de terras sobre a cortina, do lado suportado e abaixo do nível da base de escavação, obtêm reacção, inferiormente, no estrato rígido, e, superiormente, no último nível de escoramento.

No entanto, quando o estrato rígido se encontra a grande profundidade, pode não ser viável (nem económica) a solução referida. Nesta situação, pode prolongar-se a parede um pouco abaixo do nível da base de escavação e executar, antes da escavação, uma laje de fundo (por exemplo em *jet grouting*) para apoio (escoramento) da parede nessa zona. Note-se, no entanto, que esta solução não invalida a necessidade de, eventualmente, se executar fundações indirectas (por exemplo, estacas metálicas, como nas obras do Metro de Oslo; Eide *et al.*, 1972), prolongadas, por regra, até ao estrato rígido, para absorver as acções verticais da construção que se transmitem à parede, para além, naturalmente, do peso próprio da mesma.

Usando um modelo numérico baseado no método dos elementos finitos (desenvolvido por Borges, 1995), é analisado neste artigo o comportamento de uma escavação multi escorada em solo mole, escorada na base por uma laje de *jet grouting*. É dada especial atenção à análise, durante e após o período construtivo, das pressões de água, dos excessos de pressão neutra, das tensões de corte, dos níveis de tensão e dos deslocamentos no maciço, bem como dos esforços axiais nas escoras, dos deslocamentos, momentos flectores e pressões na parede e dos esforços axiais e momentos flectores na laje de *jet grouting*.

No contexto do presente trabalho, as hipóteses teóricas fundamentais presentes no modelo numérico (Borges, 1995) são as seguintes: (i) simulação de estados planos de deformação e de escoamento; (ii) formulação acoplada das equações de equilíbrio (problema mecânico) e escoamento (problema hidráulico), tendo em conta as relações constitutivas do solo formuladas em termos de tensões efectivas (extensão da teoria de consolidação multidimensional de Biot) (Borges, 1995; Borges e Cardoso, 2000; Lewis e Schrefler, 1987; Britto e Gunn, 1987); (iii) utilização do modelo de estados críticos $p-q-\theta$, na simulação do comportamento constitutivo do solo (Borges, 1995; Borges e Cardoso, 1998; Lewis e Schrefler, 1987); (iv) utilização do modelo elástico linear (bidimensional) na simulação do comportamento constitutivo da parede de contenção (parede moldada) e da laje de *jet grouting*; (v) utilização do modelo elástico linear (unidimensional) na modelação do comportamento constitutivo das escoras.

Tendo presente, nas análises acopladas, o carácter incremental da integração no tempo das equações governativas (equações de equilíbrio e escoamento), utilizam-se no modelo técnicas incrementais. Assim, em cada cálculo (que corresponde à resolução do sistema de equações global que define o problema, cujas incógnitas são os deslocamentos e os excessos de pressão neutra nos pontos nodais), está implícito um determinado intervalo de tempo (incremento de tempo) durante o qual se pode aplicar, ou não, uma determinada acção exterior (incremento de carga).

2 – DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

O problema diz respeito a uma escavação com 12,0 m de largura e 10,0 m de profundidade, estando contida perifericamente por paredes moldadas de betão armado de 0,7 m de espessura, tal como ilustrado na Figura 1 (Pinto, 2008). Considera-se que a escavação é executada num tempo total de 25 dias, a ritmo constante. O comprimento da parede abaixo da base de escavação é de 2,5 m, o que corresponde a um comprimento total da mesma na vertical de 12,5 m. Durante a fase de escavação consideram-se 3 níveis de escoramento (perfis metálicos), situados a 1,0 m, 4,0 m e 7,0 m de profundidade, respectivamente. Por forma a evitar a rotura do fundo da escavação, considera-se a execução, antes da escavação, de uma laje de *jet grouting* com 1,3 m de altura (executada através de colunas secantes) abaixo do nível da base da escavação, funcionando como escoramento da parede nessa zona.

Interessa referir, no entanto, que, por razões hidráulicas, se considera que, no final da escavação, se executam “furos de alívio” na laje de *jet grouting* (ver Figura 2), de modo a que não existam sobrepressões de água a longo prazo sob a face inferior da mesma.

Dado que foi considerado que o desenvolvimento longitudinal da escavação é significativamente superior ao transversal, admitiu-se uma análise em termos de estado plano de deformação.

A escavação ocorre num maciço composto por um estrato de argila mole com 30 m de pos-sança, sobrejacente ao “firme” que se considerou indeformável. O nível freático coincide com a cota superficial do estrato de argila.

As escoras são constituídas por perfis metálicos do tipo tubular de secção circular, de aço Fe360, dispostas ao longo de 3 níveis de escoramento afastados verticalmente 3,0 m entre si e com afastamento longitudinal de 2,5 m. Os diâmetros e espessuras das escoras utilizadas são os seguintes (Figura 1): 1º nível – diâmetro 219,1 mm, espessura 10 mm; 2º nível – diâmetro 355,6 mm, espessura 12,5 mm; 3º nível – diâmetro 406,4 mm, espessura 16 mm. Na Figura 1 são igualmente indicados os valores da área da secção transversal destes perfis.

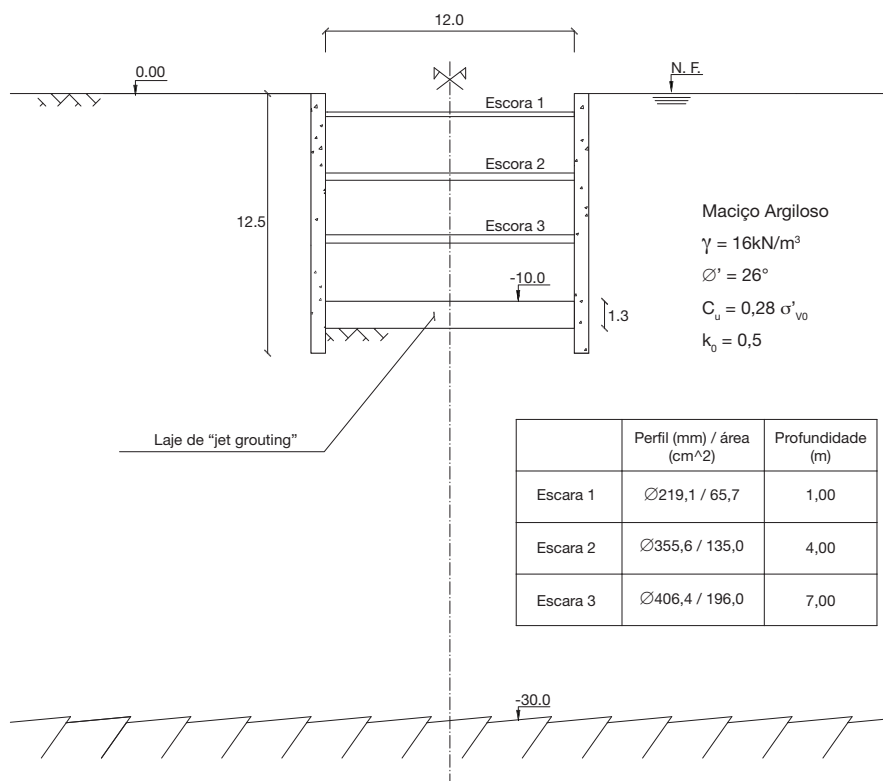


Fig. 1 – Características da escavação.

A Figura 3 mostra a malha de elementos finitos usada na discretização do meio, a qual é constituída, no total, por 2690 elementos. Foram utilizados os seguintes tipos de elementos: i) elementos triangulares “acoplados” de 6 nós (incógnitas deslocamentos e excessos de pressão neutra) no solo argiloso; ii) elementos triangulares “não acoplados” de 6 nós (incógnitas deslocamentos) na parede moldada e na laje de *jet grouting*; iii) elementos barra de 3 nós nas escoras; iv) elementos de junta de 6 nós nas interfaces parede-solo, parede-laje de *jet grouting* e solo laje de *jet grouting* (interface inferior).

A disposição da malha privilegiou um maior refinamento das zonas onde se previam gradientes de tensões e hidráulicos mais elevados.

Relativamente às condições de fronteira, os deslocamentos, tanto verticais como horizontais, encontram-se impedidos na fronteira inferior, estando também impedidos os deslocamentos horizontais nas fronteiras lateral esquerda (por razões de simetria) e direita (análises levadas a cabo por Costa, 2005, comprovaram que para distâncias horizontais superiores a seis vezes a profundidade de escavação, a perturbação do estado de tensão deixa de ter significado, tendo-se adoptado esse critério para a truncagem do meio).

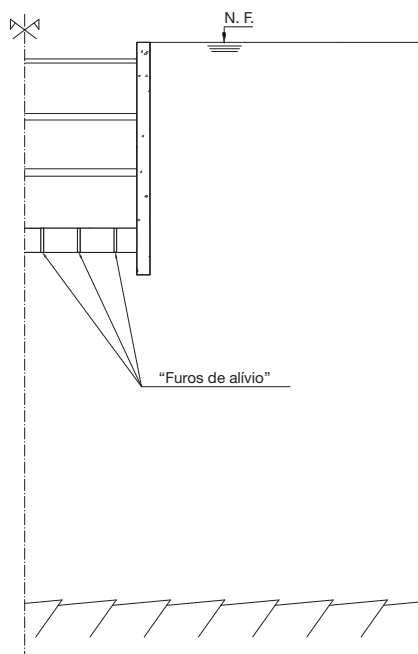


Fig. 2 – Condições hidráulicas no final da consolidação.

Quanto às condições de fronteira dos excessos de pressão neutra, admitiu-se valores nulos na superfície do terreno, correspondente à posição do nível freático. Considerou-se para o solo mole um comportamento hidráulico isotrópico, com um valor do coeficiente de permeabilidade (k) igual a 10^{-9} m/s. Tanto a parede moldada como o estrato firme foram considerados impermeáveis. Após a escavação, devido à consideração dos “furos de alívio” na laje de *jet grouting*, impôs-se, como condição de fronteira hidráulica, nos pontos da superfície inferior da laje, a pressão de 13 kPa, supondo pois que a pressão é nula nas extremidades superiores dos “furos de alívio”, ou seja, na face superior da laje.

No lado suportado do maciço considerou-se que, durante a construção e no período pós construção, o nível freático se mantém constante, enquanto que do lado da escavação o nível freático se encontra ao nível da base da mesma (Figura 2).

Uma última condição tem a ver com a consideração da impermeabilidade das fronteiras laterais, devido ao facto de, por um lado, a fronteira lateral esquerda coincidir com o plano de simetria do problema e, por outro lado, a fronteira lateral direita corresponder à truncagem do meio.

Na simulação do comportamento constitutivo da argila foi utilizado o modelo de estados críticos $p-q-\theta$, cujos parâmetros são apresentados no Quadro 1. Os valores adoptados correspondem

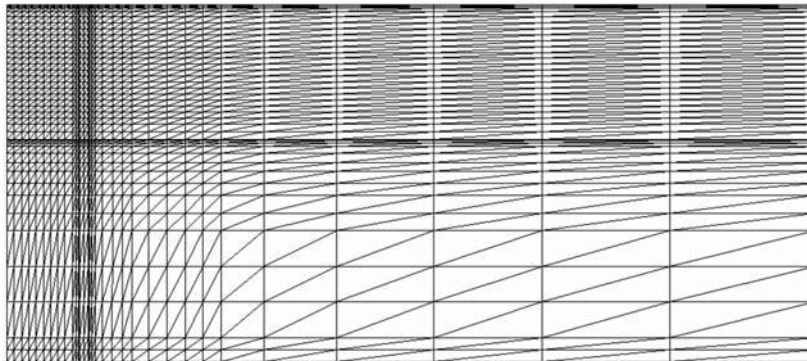


Fig. 3 – Malha de elementos finitos utilizada no estudo.

aos utilizados por Finno *et al.* (1991) na análise da escavação HDR 4 realizada nos solos argilosos moles de Chicago (e também utilizados por Costa, 2005), e conduziram ao valor da resistência não drenada apresentada na Figura 1.

Quadro 1 – Parâmetros do modelo $p-q-\theta$.

	λ	κ	N	Γ	ν'	$\phi'(^{\circ})$
ARGILA	0,18	0,025	3,158	3,05	0,25	26

λ – declive da linha de compressão isotrópica em 1ª carga;

κ – declive das linhas de descompressão-recompressão isotrópica;

N – volume específico de solo sujeito a uma compressão isotrópica de 1 kPa;

Γ – volume específico do solo em estado crítico sujeito a uma tensão média efectiva de 1 kPa;

ν' – coeficiente de Poisson definido em tensões efectivas;

ϕ' – ângulo de atrito definido em tensões efectivas.

O estado de tensão inicial foi considerado como geostático, considerando-se o peso volúmico de 16 kN/m³ para a formação argilosa mole. Relativamente ao coeficiente de impulso em repouso, K_0 , tomou-se o valor de 0,5 para a mesma formação. Considerou-se um grau de sobreconsolidação, OCR, igual a 1,0.

O betão constituinte das paredes moldadas foi considerado como tendo um comportamento elástico, linear e isotrópico, com módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson de 18 GPa e 0,2, respectivamente.

O comportamento das escoras metálicas também foi admitido como elástico, linear e isotrópico, tendo o aço o módulo de elasticidade de 206 GPa. Dada a diferença constatada na observação de diversas obras entre a rigidez teórica e efectiva das escoras, tomou-se como rigidez efectiva metade da rigidez teórica, tal como sugerido por O'Rourke (1992).

O modelo elástico linear isotrópico foi igualmente adoptado na simulação da laje de *jet grouting*, com módulo de elasticidade de 150 MPa e coeficiente de Poisson de 0,2.

Relativamente ao comportamento das interfaces solo-parede, tendo em conta os resultados experimentais relativos a ensaios de corte entre solo argiloso e parede moldada apresentados por Matos Fernandes (1983), considerou-se que a interface seria regida por um modelo elástico perfeitamente plástico, em que a resistência ao corte seria igual à resistência não drenada inicial do solo ao mesmo nível, sendo mobilizada para um deslocamento tangencial relativo de 1,0 mm. Para a rigidez normal tomou-se um valor elevado de modo a não permitir o deslocamento normal relativo da junta.

Relativamente às interfaces *solo-jet grouting* e *parede-jet grouting*, adoptou-se um critério idêntico ao das interfaces solo-parede. Importa referir que, face ao processo construtivo das colunas de *jet grouting* (posterior à execução da parede, mas anterior à escavação), não existe ligação (continuidade) entre a parede e a laje, pressupondo-se a existência de uma fina camada de solo entre elas, que justifica a consideração do critério atrás referido para as respectivas interfaces.

3 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.1 – Período de construção

Na Figura 4 apresentam-se resultados relativos aos excessos de pressões neutras em diferentes fases da escavação, os quais permitem tecer as seguintes considerações (de acordo com o definido no programa de elementos finitos, o excesso de pressão neutra num ponto é a diferença entre a pressão instalada e a pressão inicial nesse ponto):

- a) em todas as fases de escavação geram-se excessos de pressão neutra negativos, os quais crescem à medida que a profundidade de escavação aumenta; tal facto justifica-se com a diminuição da pressão média total associada ao processo de escavação;
- b) tal como se esperaria, os valores absolutos mais elevados dos excessos de pressão neutra ocorrem na zona do maciço subjacente à escavação, já que é nesta zona que se verifica uma maior diminuição da tensão média total;
- c) os incrementos negativos das pressões neutras apresentam-se mais elevados na zona do eixo de simetria (junto à superfície correspondente à base da escavação), diminuindo de forma gradual em profundidade;
- d) verifica-se que no lado suportado do maciço, existe igualmente uma tendência de geração de excessos de pressão neutra negativos, embora com valores menores que os correspondentes ao lado escavado; tal facto explica-se não só pela menor diminuição da tensão média total no lado suportado (devido à inexistência de escavação nesta zona), como também pela presença da cortina e principalmente da laje de fundo, que contribui decisivamente para evitar uma descompressão do maciço da mesma ordem de grandeza da verificada no solo sob a escavação, e um consequente abaixamento das tensões;
- e) no lado suportado, os valores dos excessos de pressão neutra negativos aumentam em profundidade, visto que ocorre igualmente descompressão do maciço associada à escavação, para profundidades superiores à da extremidade inferior da cortina.

Complementarmente à Figura 4, permitindo uma visualização diferente dos resultados, mostra-se na Figura 5 os valores das pressões neutras (soma dos valores iniciais, antes da escavação, com os valores dos excessos de pressão neutra), que corroboram, naturalmente, as considerações feitas sobre os resultados da Figura 4.

Apresentam-se, na Figura 6, resultados das tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) em diferentes fases da escavação. Em relação a estes resultados, importa registar os comentários seguintes:

- a) no maciço subjacente à escavação nomeadamente nas zonas junto à cortina, são mobilizados valores elevados das tensões de corte, os quais têm maior significado à medida que a escavação progride;
- b) no maciço do lado suportado verificam-se fortes acréscimos das tensões de corte, sendo estas mais significativas abaixo da cota de escavação do que na zona escorada; com o aumento da distância à cortina, as tensões de corte vão-se desvanecendo, tendendo para o estado de tensão inicial, no qual estas tensões são nulas.

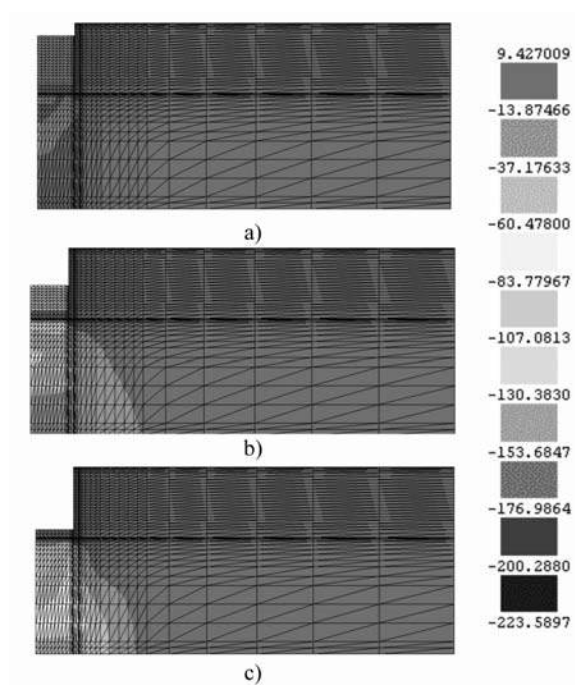


Fig. 4 – Excessos de pressão neutra no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 6m de escavação; c) aos 10m de escavação.

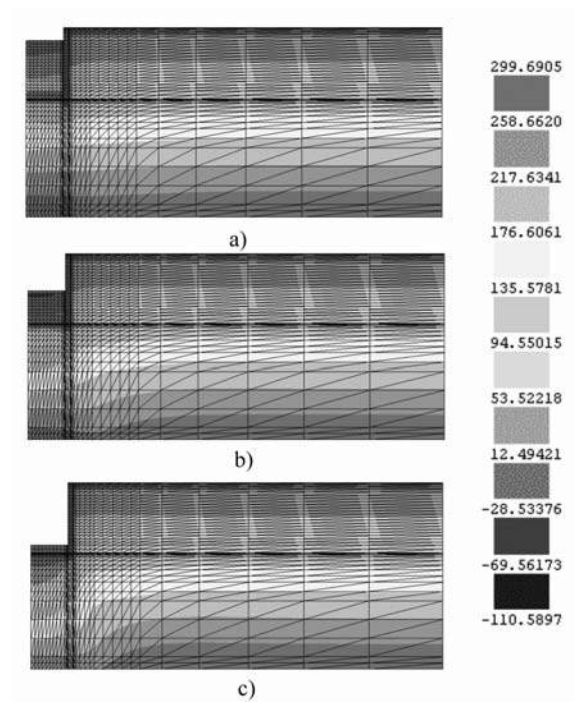


Fig. 5 – Pressões neutras no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 6m de escavação; c) aos 10m de escavação.

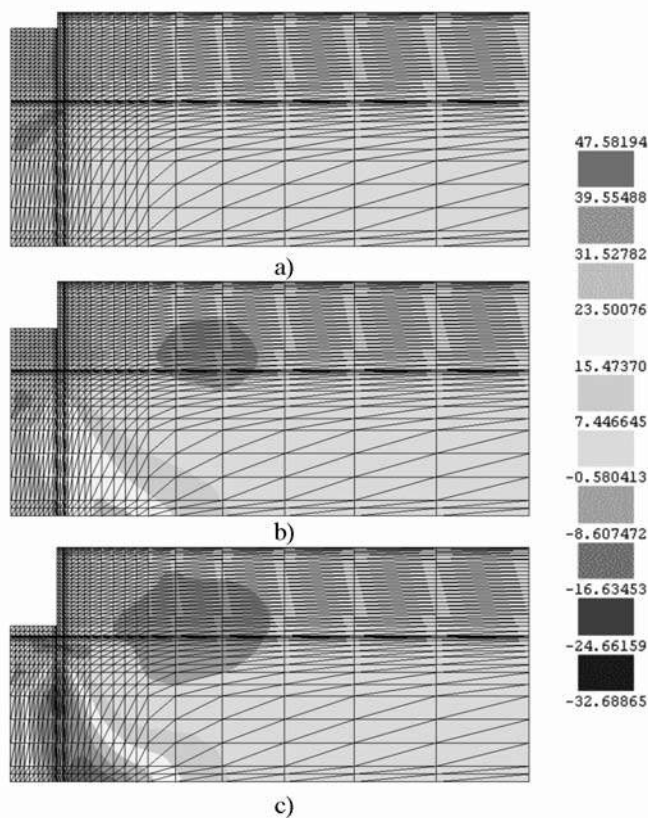


Fig. 6 – Tensões de corte (τ_{xy}) no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 6m de escavação; c) aos 10m de escavação.

Os resultados dos níveis de tensão mobilizados em diferentes fases do período construtivo encontram-se representados na Figura 7. O nível de tensão (*SL*, *stress level*) descreve a proximidade do estado de tensão relativamente ao estado crítico e é definido por:

$$SL = \frac{q}{p.M} \quad (1)$$

em que p é a tensão média efectiva, q a tensão de desvio e M a inclinação da linha de estados críticos no referencial p - q . Em solos normalmente consolidados, o nível de tensão varia entre 0 e 1, sendo 1 o valor do estado crítico. Em solos sobreconsolidados, SL pode apresentar valores superiores a 1, correspondentes a estados de tensão na vizinhança da resistência de pico. Pela expressão 1, verifica-se pois que o nível de tensão aumenta quando a tensão de desvio (q) aumenta e/ou a tensão média (p) diminui.

Os resultados de SL apresentados na Figura 7 mostram que o nível de tensão aumenta mais em zonas mais próximas da escavação e no decurso da mesma, apresentando valores próximos da unidade, no final da escavação, junto à cortina (tanto do lado escavado como do lado suportado) e abaixo do nível da base daquela. Verifica-se, em particular, o papel importante desempenhado pela laje de *jet grouting* na garantia da estabilidade do fundo da escavação, face ao nível de tensão do solo muito próximo do crítico nas intermediações da mesma; é notória a redução, em termos relativos, dos valores do nível de tensão nas camadas de solo sob a laje na sua proximidade, quando comparado com as que se encontram a maiores profundidades, abaixo do pé da cortina.

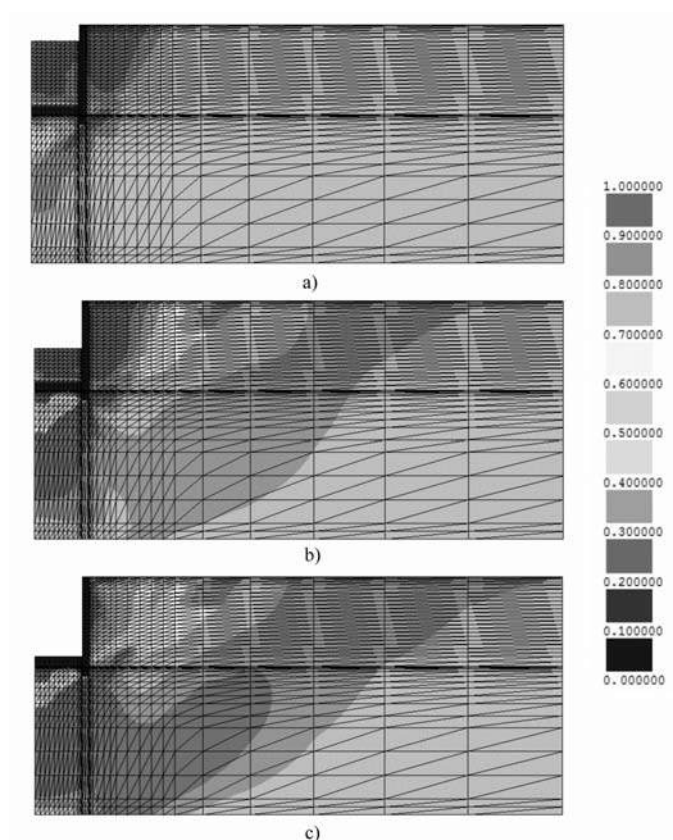


Fig. 7 – Níveis de tensão no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 6m de escavação; c) aos 10m de escavação.

Na Figura 8 são apresentados os deslocamentos laterais da cortina, para diferentes profundidades de escavação.

Verifica-se que a curva para os 2 m de escavação apresenta uma tendência ligeiramente diferente das restantes, visto que a primeira escora é colocada à cota -1.0 m, e escavados 1.5 m de terras. De facto, nesta fase existe uma tendência visível de rotação da cortina em torno da base, devido ao efeito de contraventamento da laje de fundo. Tal ideia é comprovada pelo facto de o deslocamento máximo da cortina ser atingido no seu topo, aos 2 e 4 m de profundidade, com um valor de 3,78 cm, que corresponde a cerca de 0,38% da profundidade de escavação.

A colocação da escora 1 leva a que as curvas do deslocamento passem de uma forma aproximadamente linear (2 m) para uma forma não linear (4 a 10 m). Em consequência, à cota -2,5 m o deslocamento da cortina mantém-se praticamente inalterado a partir dos 4 m até ao final da escavação.

Importa referir que, ao contrário do que acontece em obras em que não existe laje de fundo, os deslocamentos horizontais da cortina, em todas as fases de escavação, têm o valor máximo na extremidade superior e diminuem em profundidade, apresentando valores bastante mais reduzidos do que naqueles casos.

As Figuras 9 e 10 ilustram os perfis de deslocamentos horizontais e verticais da superfície do maciço suportado, os quais assumem especial importância para a avaliação de eventuais danos em estruturas vizinhas.

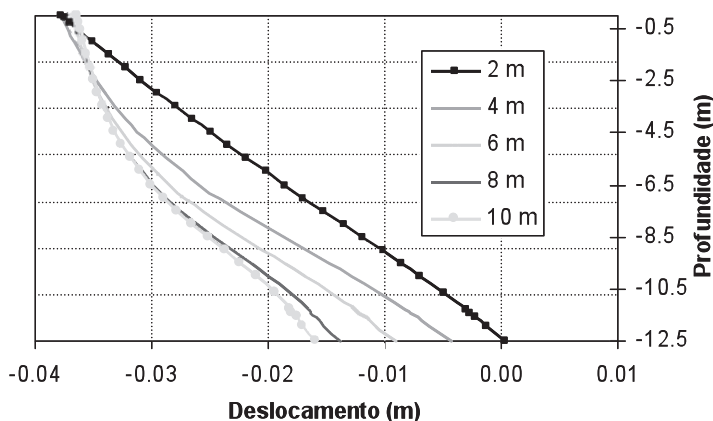


Fig. 8 – Deslocamentos laterais da cortina para diferentes profundidades de escavação.

Ambas as figuras permitem concluir que os deslocamentos aumentam à medida que a escavação progride e atingem os seus valores mais elevados, em cada uma das fases de escavação, na zona junto à cortina, sendo os máximos atingidos de 3,78 cm na horizontal e de 2,60 cm na vertical. Note-se que, como se viu anteriormente, a rigidez da interface solo cortina passa aproximadamente a zero logo que se atinja o valor do deslocamento relativo de 1 mm, o que justifica os resultados obtidos. Também por volta dos 20 m de distância à cortina se verifica um novo máximo local dos deslocamentos.

A Figura 11 mostra a evolução do levantamento do fundo (face superior da laje), ao longo das diferentes fases de escavação. Verifica-se que este aumenta com a escavação, e é sempre no eixo de simetria que os deslocamentos atingem maiores valores, sendo o máximo valor atingido de 11,28 cm aos 10 m de escavação, o qual é significativamente superior à grandeza dos assentamentos máximos na superfície do maciço suportado. Na proximidade da cortina, o movimento ascendente é menor, justificado pela mobilização das tensões tangenciais nas interfaces solo-cortina. No entanto, estas tensões não impedem também a existência de um levantamento significativo nessa zona (cerca de 9 cm), já que a resistência das interfaces é atingida, como se referiu, para deslocamentos relativos muito menores (1 mm).

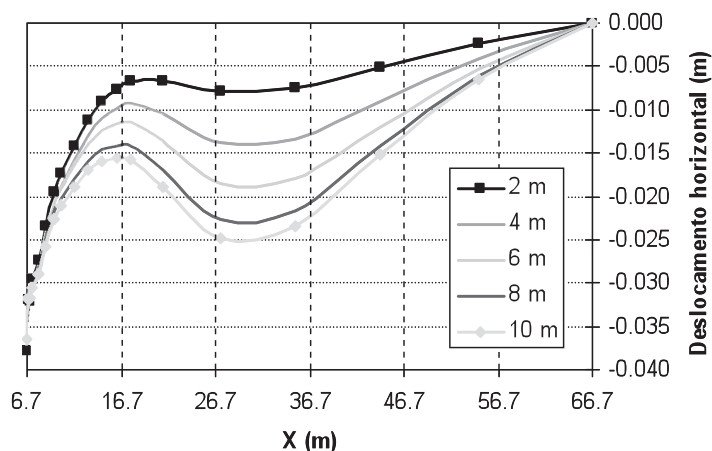


Fig. 9 – Deslocamentos horizontais da superfície do lado suportado para diferentes profundidades de escavação.

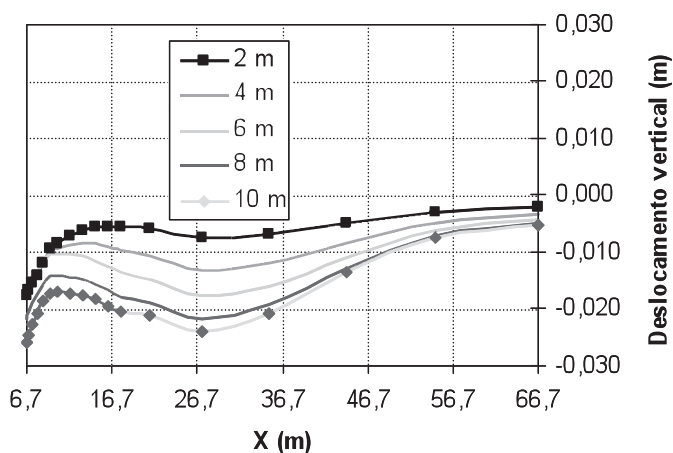


Fig. 10 – Deslocamentos verticais da superfície do lado suportado para diferentes profundidades de escavação.

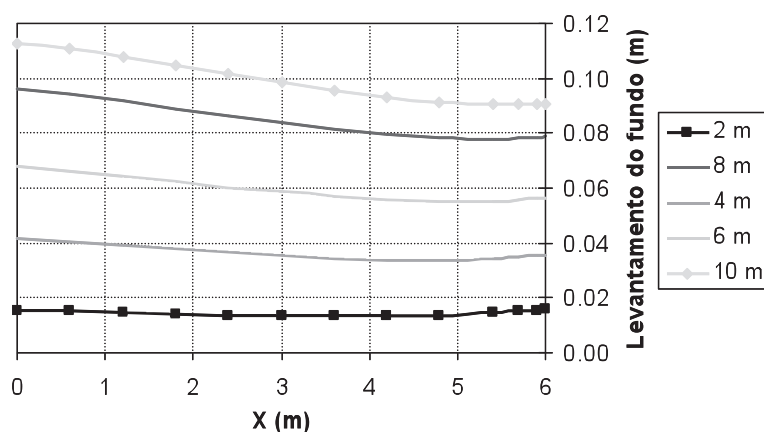


Fig. 11 – Levantamento do fundo da escavação para diferentes profundidades de escavação.

Os esforços nas escoras e a sua evolução no decurso da escavação encontram-se ilustrados na Figura 12. Como seria previsível, tanto a escora 1 como a escora 2, depois de colocadas, sofrem um incremento do esforço axial mobilizado até à colocação da escora seguinte (escora 2 e escora 3, respectivamente), as quais permitem, mediante um aumento da capacidade de resposta do escoramento às solicitações do maciço, o alívio dos esforços axiais nas escoras do nível antecedente.

A evolução dos momentos flectores da parede de contenção, à medida que a profundidade de escavação aumenta, pode ser observada na Figura 13.

Perto dos 10,0 m de profundidade (cota da face superior da laje de *jet grouting*) encontra-se a zona de momentos nulos em todas as fases da escavação, marcando a transição entre a zona inferior, na qual os momentos ao nível da laje aumentam à medida que a escavação progride (a laje tem pois um efeito de encastramento sobre a cortina), e a zona da escavação, na qual os momentos, após o aumento inicial, diminuem desde os 6 m escavados até ao final da escavação.

Verifica-se que depois de se ter colocado o primeiro nível de escoramento, a cortina é imediatamente sujeita a um forte incremento dos momentos (que provocam tracções na face da cortina voltada para a escavação) até à colocação do segundo nível de escoras (à cota 4,0 m). Sensivelmente após esta fase e

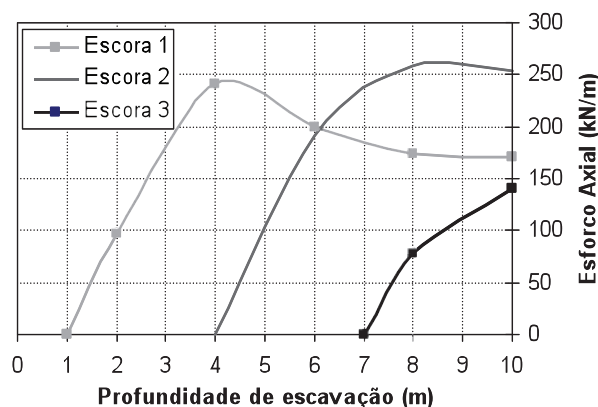


Fig. 12 – Evolução dos esforços de compressão no escoramento durante a escavação.

até ao fim da escavação, os momentos vão diminuindo, devido à substituição do solo (que, em grande parte, se encontra em estado crítico, como se pode ver na Figura 7) pelas escoras no lado escavado, cuja maior rigidez (e diminuindo o vão de flexão) confere menores esforços de flexão à cortina.

A evolução dos esforços de compressão na laje de fundo de *jet grouting*, com o avanço da escavação é ilustrada na Figura 14. Esta figura mostra que o esforço de compressão na laje aumenta com a escavação, como esperado, não variando significativamente ao longo da laje em cada fase. O diagrama dos momentos flectores na laje de fundo ao longo das diferentes fases de escavação, representado na Figura 15, reitera o facto de a laje se encontrar sujeita a esforços mais elevados, também de flexão, nas secções mais próximas da cortina.

Note-se ainda que, estando a laje de *jet grouting* sujeita a flexão composta, o valor das tensões máxima e mínima na secção transversal da laje podem ser obtidos pela expressão:

$$\sigma = \frac{N_{\max}}{B.H} \pm \frac{6.M_{\max}}{B.H^2} \quad (2)$$

em que $B = 1$ m e $H = 1,3$ m. Os valores de compressão obtidos para a secção mais esforçada são, neste caso, 857,14 kPa (na fibra superior) e 56,06 kPa (na fibra inferior). Estes valores são significativamente inferiores aos valores correntes da resistência à compressão do *jet grouting*. No entanto, em fase de projecto, poder-se-ia aumentar a altura da laje caso se pretendesse reduzir aquelas tensões.

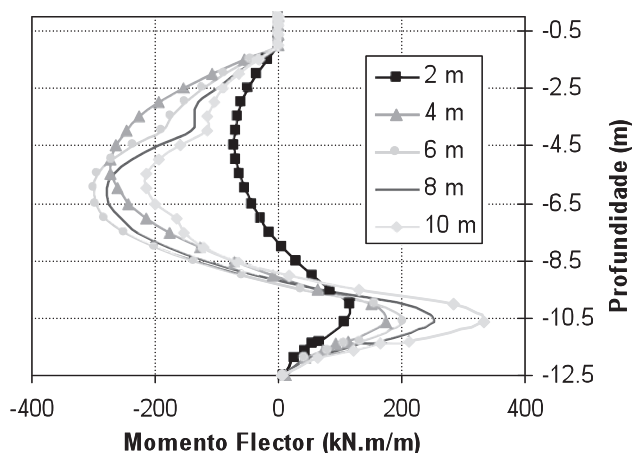


Fig. 13 – Diagrama de momentos flectores na parede de contenção para diferentes profundidades de escavação.

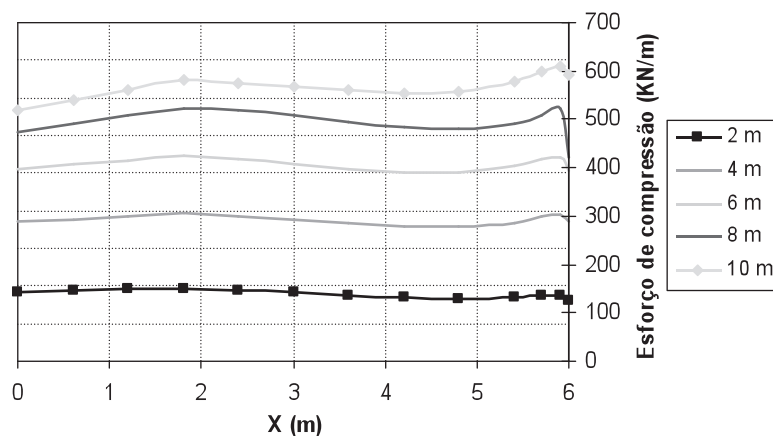


Fig. 14 – Diagramas de esforços de compressão na laje de fundo para diferentes profundidades de escavação.

Na Figura 16 encontra-se ilustrada a distribuição da tensão total horizontal (“pressão de terras”) sobre as faces da cortina. As pressões negativas correspondem às exercidas na face voltada para o lado escavado, e as positivas na face do lado do maciço suportado.

Os fenómenos de redistribuição das tensões por efeito de arco tornam a análise das pressões exercidas sobre a cortina uma questão complexa, acrescentando-se a estes, no caso de solos argilosos saturados, variações quer das pressões neutras quer das tensões horizontais efectivas. Embora, como se sabe, a variação da tensão horizontal total sobre as faces da cortina dependa destas duas grandezas, neste ponto serão analisados apenas os resultados de acção global, isto é, da tensão total horizontal, já que é esta que interessa realmente para o dimensionamento da cortina.

A análise da figura permite assim concluir que, enquanto as pressões do lado suportado sofrem um aumento quase imperceptível com o progredir da escavação, no lado escavado verifica-se que estas diminuem à medida que a escavação avança, facto associado ao efeito de descompressão do maciço no lado escavado com a escavação e à transmissão das cargas horizontais, fundamentalmente, para as escoras. O aumento, mesmo que ligeiro, das pressões do lado suportado, sobretudo perceptível para profundidades superiores a 5 m, está directamente relacionado com a existência de “efeito de arco” provocado pelo facto de os deslocamentos laterais da parede serem maiores no seu topo e diminuir em profundidade, como mostrado anteriormente na Figura 8.

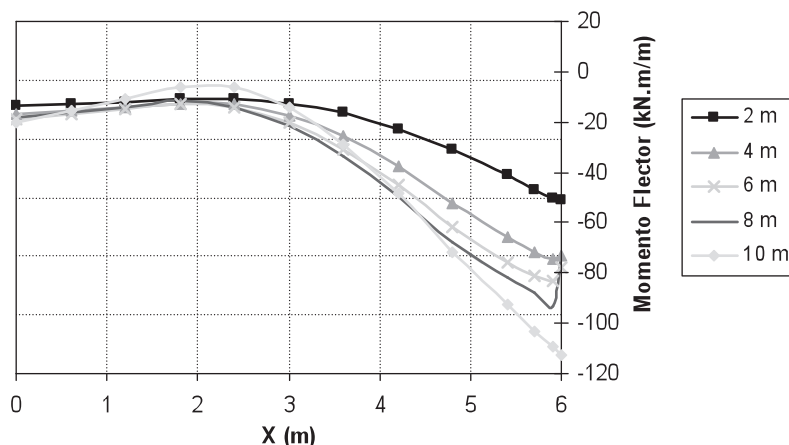


Fig. 15 – Diagrama de momentos flectores na laje de jet grouting para diferentes profundidades de escavação.

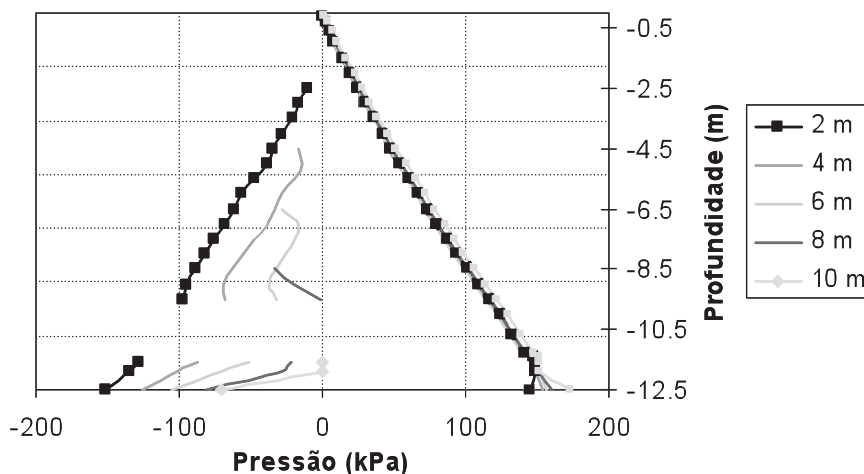


Fig. 16 – Pressão de terras na cortina para diferentes profundidades de escavação.

3.2 – Período pós-construção

Após a construção, o comportamento da obra é globalmente determinado pelos processos de consolidação associados à dissipação dos gradientes de pressões neutras estabelecidos durante a construção e à consequente prossecução no tempo do escoamento do fluido até se atingirem as condições de equilíbrio hidrodinâmico, as quais são determinadas pela diferença de carga hidráulica de 10 m entre o maciço do lado suportado e o maciço do lado escavado.

Importa referir que, na análise a longo prazo apresentada nesta secção, são mantidos, no período pós-construção, os escoramentos metálicos (três níveis de perfis tubulares de secção circular). No entanto, na construção de edifícios com pisos enterrados, é usual, como se sabe, substituir aqueles escoramentos pelas lajes dos pisos, passando estas a desempenhar a função de escoramento das paredes de contenção. Costa (2005) mostrou que esta substituição, na modelação numérica de obras deste tipo, tem implicações insignificantes nos resultados obtidos a longo prazo. Por esta razão, e por simplificação, mantiveram-se em todas as fases, após a construção, os perfis metálicos que materializam os três níveis de escoramento no presente problema.

Começando a análise pelas pressões neutras ilustradas na Figura 17, importa reter as seguintes considerações sobre os respectivos resultados:

- até ao final da consolidação, para camadas à mesma cota do maciço, verifica-se, naturalmente, que as pressões neutras são mais elevadas no lado suportado do que no lado escavado, devido à diferença de posição do nível freático nos dois lados;
- no solo subjacente à laje de *jet grouting*, verifica-se um aumento das pressões neutras ao longo do tempo, o que confirma a tendência de dissipação de excessos de pressão neutra negativos e o restabelecimento das condições de equilíbrio hidráulico.

Complementarmente, os resultados dos excessos de pressão neutra no maciço em diferentes instantes após a construção, ilustrados na Figura 18, permitem salientar que:

- as variações mais significativas verificam-se no lado escavado e correspondem, como se referiu, a um aumento da pressão (diminuição do valor absoluto do excesso de pressão neutra);
- do lado suportado, os excessos de pressão neutra evoluem em sentido contrário aos dos registados sob a escavação, cujo ligeiro aumento (em termos absolutos) confirma a diminui-

ção consequente das pressões durante a consolidação, em especial abaixo do nível da escavação, numa zona já um pouco afastada da cortina;

- c) as isolinhas dos excessos de pressão neutra (coincidentes com as linhas equipotenciais) apresentam, no final da consolidação, uma forma muito regular correspondente às direcções normais em cada ponto às linhas de fluxo do escoamento permanente final.

Quanto aos níveis de tensão, a sua evolução com o processo de consolidação, registada na Figura 19, permite comprovar os seguintes factos:

- a) os maiores acréscimos ocorrem sob a laje de fundo da escavação, onde praticamente todo o maciço atinge o estado crítico no final da consolidação; tal ocorrência relaciona-se directamente com a diminuição da tensão média efectiva nessa zona ao longo de todo o período pós-construção;
- b) no lado suportado, verifica-se o inverso, ou seja, um decréscimo dos níveis de tensão na zona atrás da cortina, como consequência do aumento das tensões médias efectivas nesta zona, verificando-se o mesmo para zonas menos superficiais do maciço, embora com variações menos expressivas.

As pressões de terras (tensões horizontais totais) exercidas sobre as faces da cortina, no final da escavação e no final da consolidação, estão ilustradas na Figura 20. Verifica-se uma grande variação no lado escavado da cortina (abaixo do nível da laje), processando-se aumento das pressões com a consolidação. Este aumento é devido sobretudo ao aumento da pressão da água com a consolidação do lado escavado, como se viu anteriormente; este aumento da pressão da água é mais expressivo que a diminuição, que também ocorre, da tensão efectiva horizontal.

Do lado suportado, acima do nível da base de escavação, nota-se uma pequena diminuição das pressões sobre a parede. Este facto é justificado por razões contrárias ao que se passa do lado escavado: com a consolidação, processa-se nessa zona uma diminuição da pressão da água, sendo a variação contrária da tensão efectiva horizontal igualmente menos expressiva.

As curvas dos deslocamentos laterais da cortina no fim da escavação e no fim da consolidação (Figura 21) encontram-se em consonância com a evolução das pressões sobre a mesma. Por um lado, até à cota -9,0 m (aproximadamente), as variações dos deslocamentos são quase imperceptíveis, já que as pressões sobre a face da cortina do lado suportado também quase não variam. Por outro lado, as diferenças entre as duas curvas são perceptíveis a partir de cerca da cota -9 m, confirmando os pressupostos atrás apresentados relativamente à evolução das pressões de terras sobre a cortina na zona subjacente à laje. Verifica-se assim uma pequena diminuição do deslocamento da cortina no decurso da consolidação em virtude do aumento das pressões sobre a mesma do lado escavado. O deslocamento no final da consolidação é 0,27 cm menor do que no final da construção.

Nas Figuras 22 e 23 apresentam-se os deslocamentos horizontais e os assentamentos da superfície do terreno do maciço suportado, no final da construção e no final da consolidação. Verifica-se que existe um aumento dos deslocamentos horizontal e vertical com o processo de consolidação, aumentando o deslocamento horizontal máximo cerca de 1,64 cm, e o assentamento máximo aproximadamente 7,85 cm.

O deslocamento horizontal sofre apenas um ligeiro aumento, dado que depende em grande medida do deslocamento lateral da cortina, o qual se mantém quase inalterado durante a consolidação, como se viu anteriormente. Os assentamentos aumentam, em grande parte, devido à existência, a longo prazo, de um regime de escoamento permanente de água com sentido descendente, do lado suportado, o que leva ao aumento das tensões efectivas.

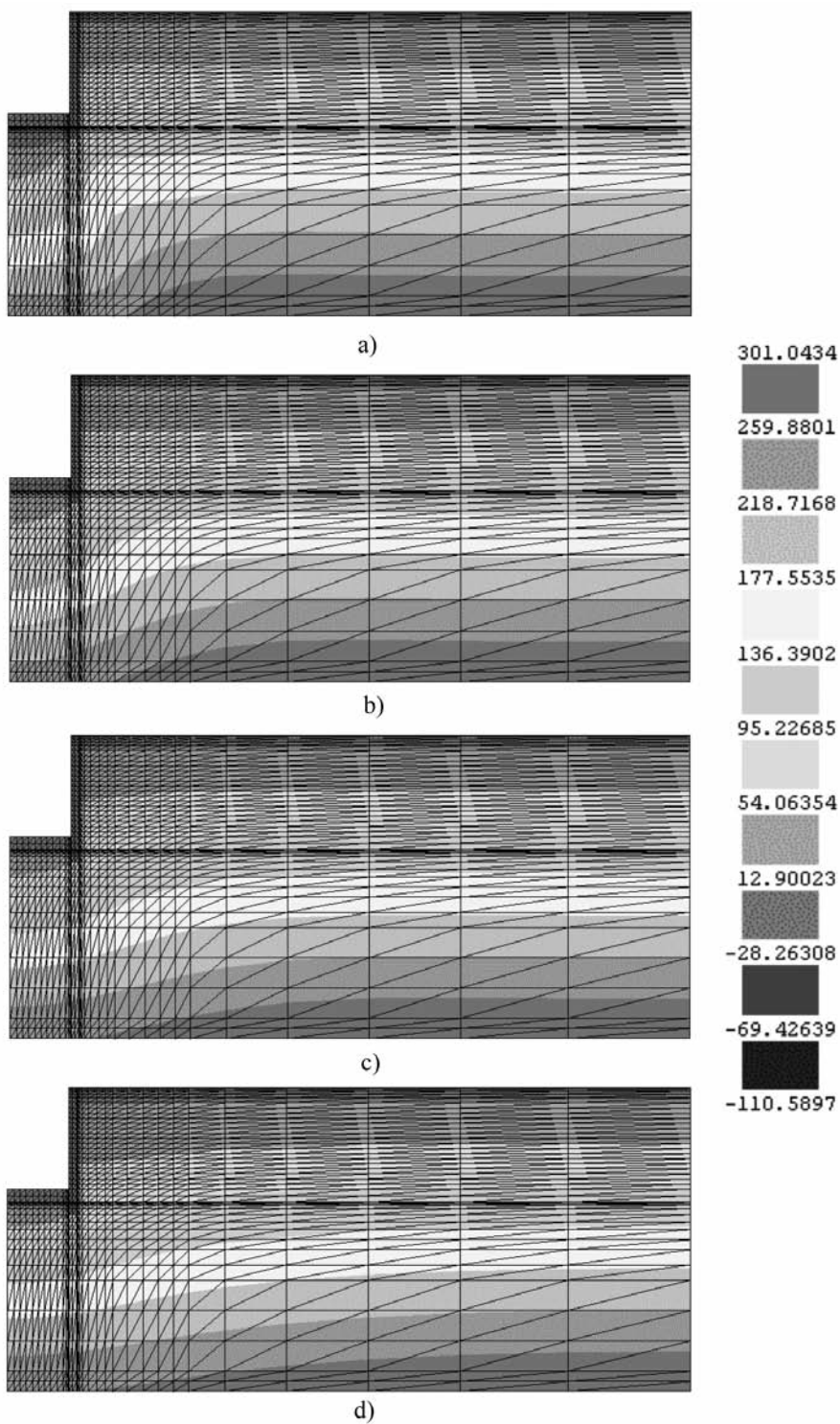


Fig. 17 – Pressões neutras no decurso da consolidação: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação.

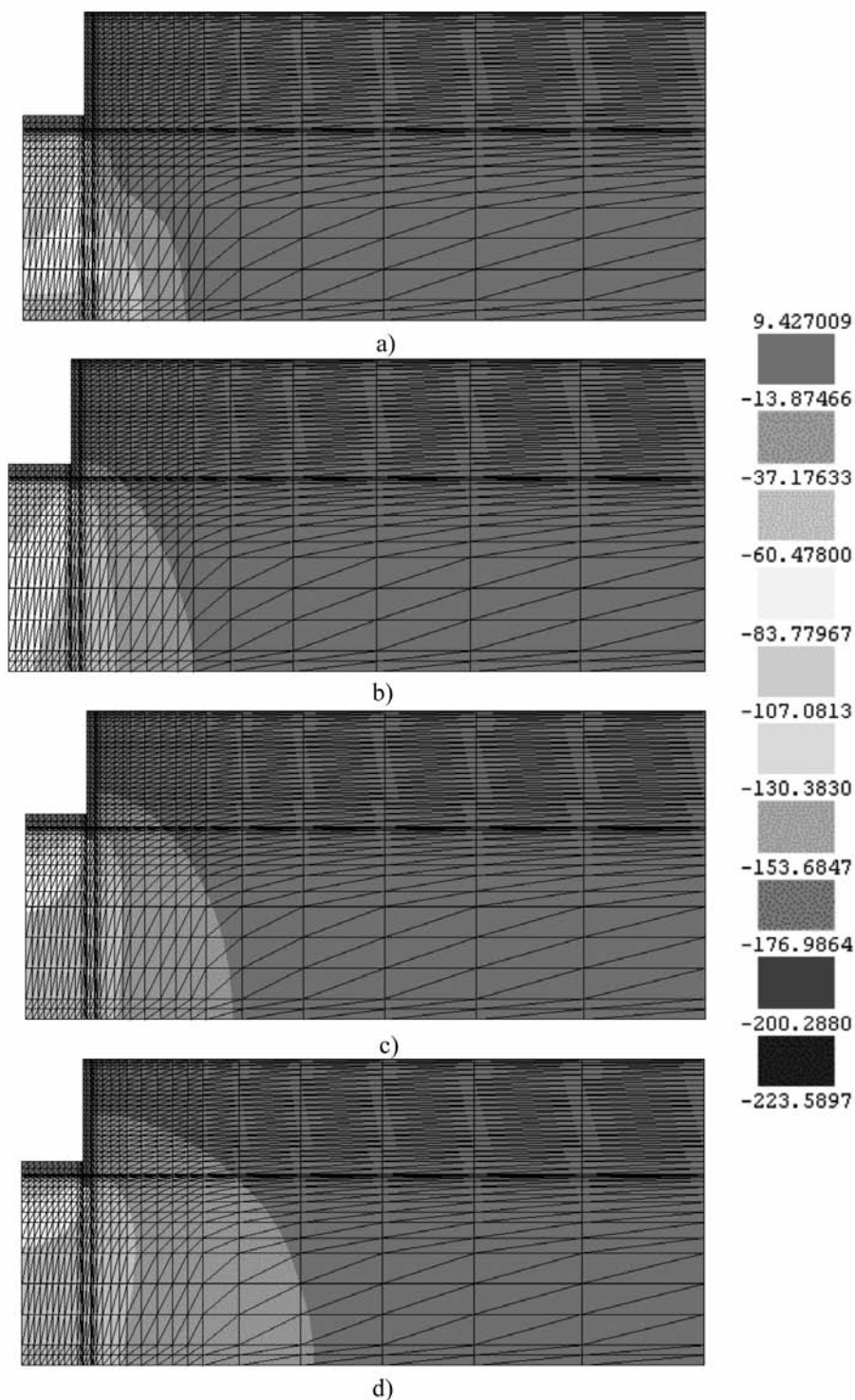


Fig. 18 – Excessos de pressão neutra no decurso da consolidação: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação.

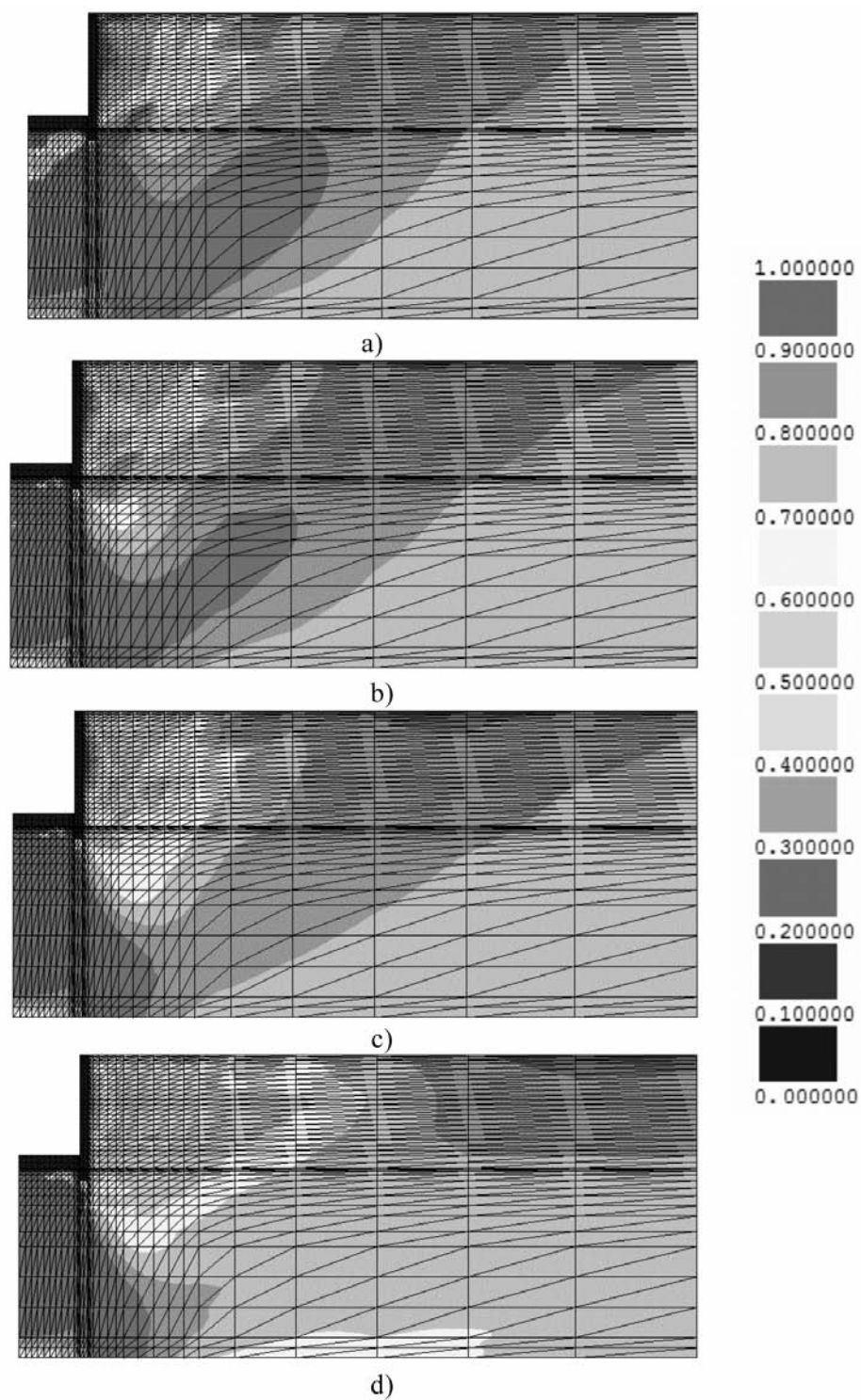


Fig. 19 – Níveis de tensão no decurso da consolidação: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação.

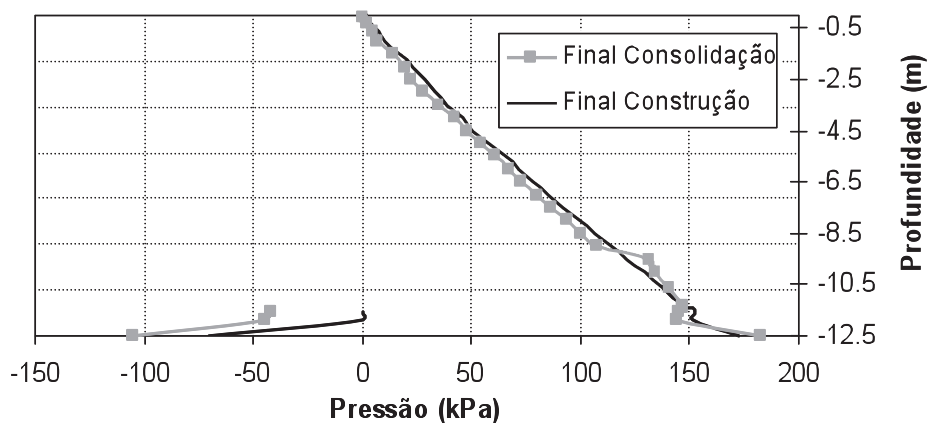


Fig. 20 – Pressão de terras sobre as faces da cortina no fim da construção e no fim da consolidação.

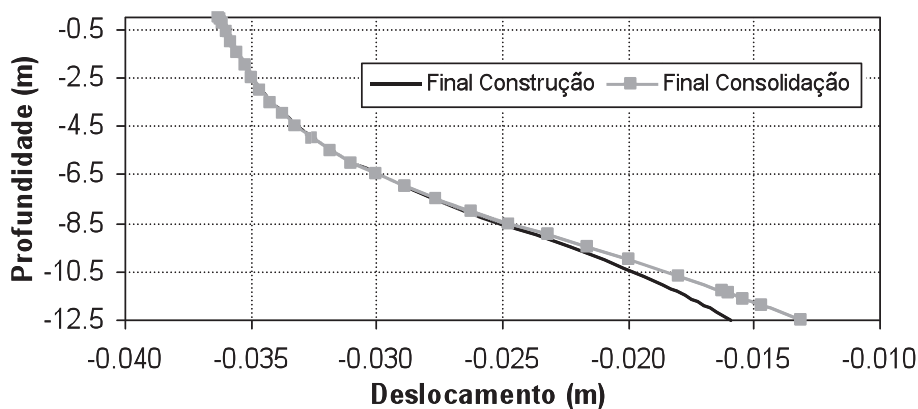


Fig. 21 – Deslocamentos laterais da cortina no fim da construção e no fim da consolidação.

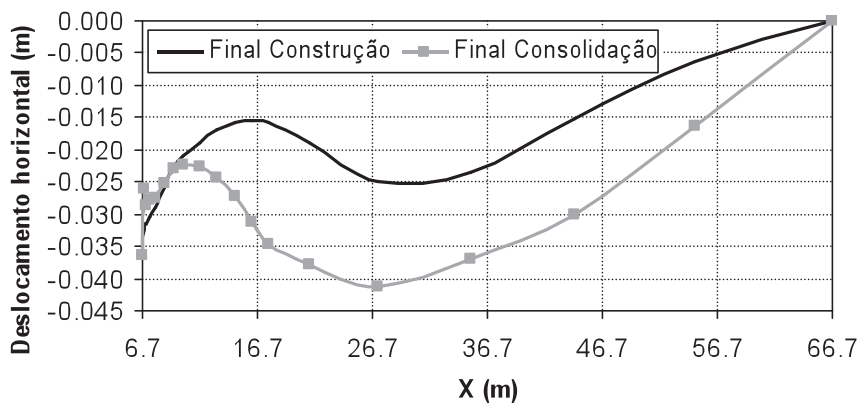


Fig. 22 – Deslocamentos horizontais da superfície no fim da construção e no fim da consolidação.

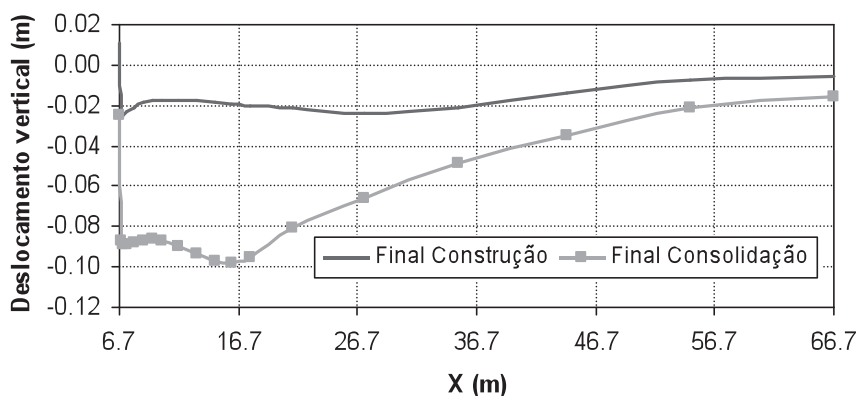


Fig. 23 – Deslocamentos verticais da superfície no fim da construção e no fim da consolidação.

O aumento do levantamento do fundo da escavação, ao longo do tempo, é retratado na Figura 24, cujo máximo é atingido junto ao eixo de simetria com valor de 7,15 cm. Este aumento relaciona-se com o já referido aumento das pressões de água (e consequente diminuição das tensões efectivas) no solo subjacente à laje.

A Figura 25 mostra os valores dos esforços axiais nos três níveis de escoramento, no final da construção e no final da consolidação. É possível constatar que só a escora do nível intermédio (escora 2, localizada à cota -4,0 m) apresenta um ligeiro incremento do esforço de compressão (aumento de apenas 4,7%). As escoras 1 e 3 sofrem, por seu turno, decréscimos nos esforços, os quais também se traduzem em pequenas variações, de cerca de 2,9% e 3,6%, respectivamente. Estes resultados estão em concordância com os registados relativamente ao deslocamento lateral da cortina (Figura 21), os quais também são reduzidos, e igualmente se ficam a dever ao facto de as pressões de terras sobre a cortina do lado suportado se manterem quase inalteradas, ao longo da consolidação (Figura 20).

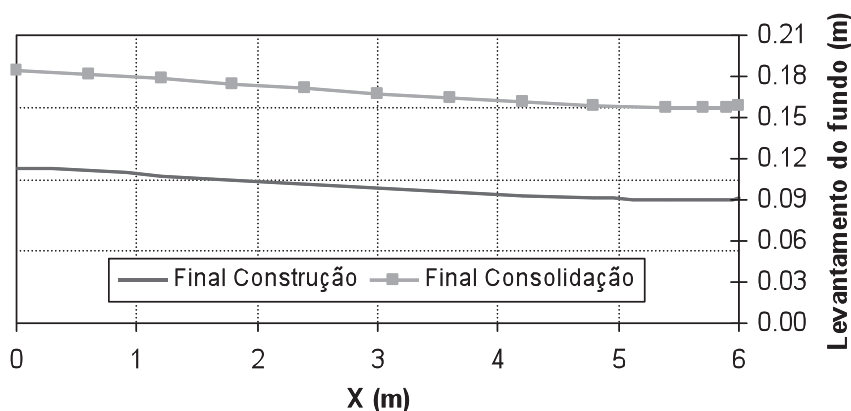


Fig. 24 – Levantamento do fundo da escavação no fim da construção e no fim da consolidação.

Os esforços de flexão na cortina, no final da construção e a longo prazo, ilustram-se na Figura 26. Até cerca dos 9,0 m de profundidade, há um aumento dos momentos na cortina com o decorrer do tempo, o qual é mais visível na zona a meio vão. Verifica-se, igualmente ao nível da cota da laje de jet grouting, uma redução dos momentos na cortina no decurso do mesmo período.

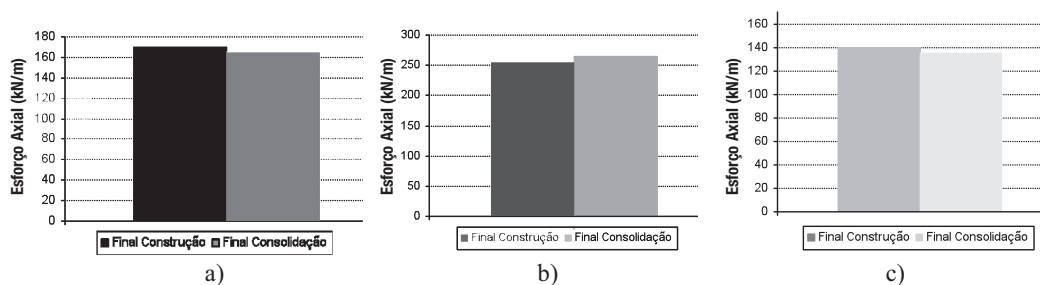


Fig. 25 – Esforços axiais nos escoramentos no final da construção e no final da consolidação: a) escoramento 1; b) escoramento 2; c) escoramento 3.

Estas variações estão relacionadas com o aumento, com a consolidação, das pressões sobre a cortina do lado escavado, abaixo da laje (Figura 20). Este aumento provoca a diminuição dos momentos “de encastramento” (ao nível da laje de *jet grouting*), determinando, em consequência, por razões de equilíbrio (já que as pressões sobre a cortina, acima da base da escavação, não variam significativamente), o aumento do momento máximo de sinal contrário à profundidade de aproximadamente 6,5 m.

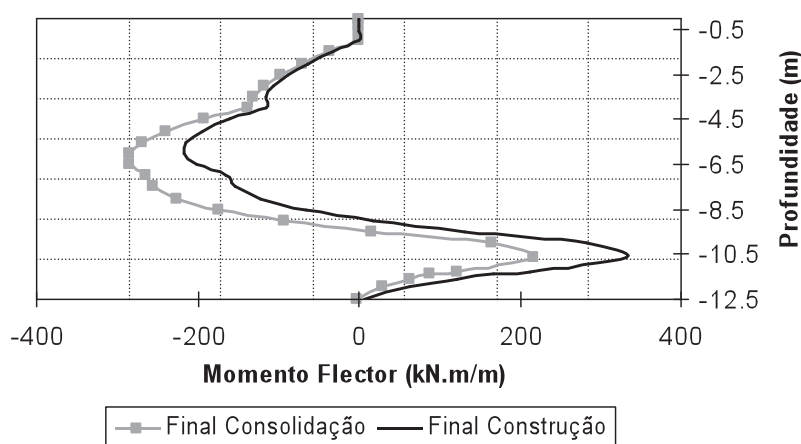


Fig. 26 – Diagramas de momentos flectores na cortina no final da construção e no final da consolidação.

A Figura 27 mostra que, com a consolidação, o esforço de compressão na laje de *jet grouting* diminui. Este facto deve se sobretudo ao aumento, com a consolidação, das pressões de terras (tensão horizontal total) na face da cortina do lado escavado, como analisado anteriormente, o que provoca a diminuição da carga que a parede transfere para a laje.

A Figura 28 mostra que, durante a consolidação, o valor absoluto do momento flector na laje de *jet grouting* aumenta, em geral, aumentando o seu valor máximo (nas extremidades da laje) de cerca de 33%.

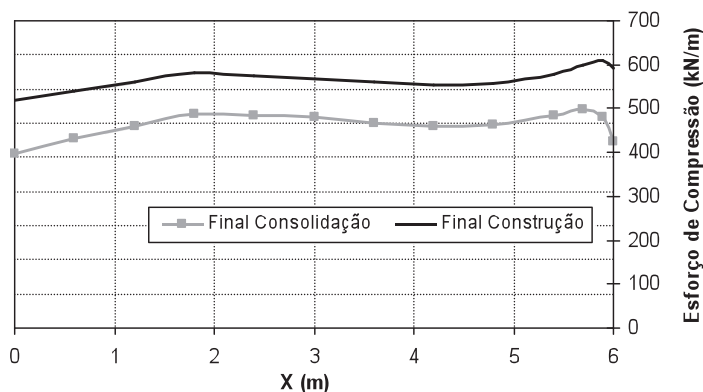


Fig. 27 – Diagramas de esforços de compressão na laje de fundo no final da construção e no final da consolidação.

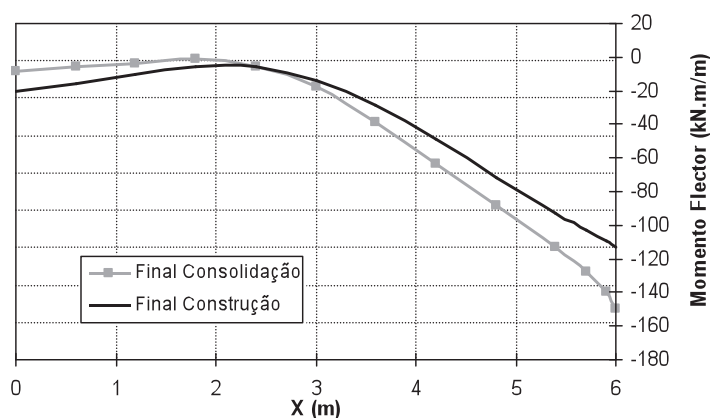


Fig. 28 – Diagrama de momentos flectores na laje no final da construção e no final da consolidação.

4 – CONCLUSÕES

Utilizando um programa de elementos finitos, analisou-se uma escavação escorada em solo mole, reforçada na base com laje de *jet grouting*. Da análise dos resultados, várias conclusões podem ser destacadas.

- (1) A escavação gera valores dos excessos de pressão neutra praticamente negativos em todo o maciço, sendo os mesmos, em termos absolutos, mais elevados no maciço subjacente à escavação.
- (2) O processo de escavação provoca um elevado incremento das tensões de corte, principalmente nas zonas abaixo da extremidade inferior da cortina, quer do lado escavado quer do lado suportado, as quais têm maior significado à medida que a escavação progride.
- (3) Os níveis de tensão aumentam consideravelmente com o decurso da escavação, apresentando valores significativos, no final da escavação, abaixo do pé da parede. Do lado suportado, no decurso da consolidação, os níveis de tensão diminuem, principalmente acima do nível da base de escavação, devido ao aumento da tensão média efectiva nessa zona.

- (4) Os deslocamentos horizontais da cortina, em todas as fases de escavação, têm o valor máximo na extremidade superior e diminuem em profundidade, apresentando valores bastante mais reduzidos do que em obras similares sem reforço de fundo.
- (5) O levantamento do fundo da escavação apresenta o seu valor máximo junto ao eixo de simetria, tendo no final da escavação uma grandeza significativamente superior à dos assentamentos máximos na superfície do maciço suportado. Na proximidade da cortina, o movimento ascendente é menor, justificado pela mobilização das tensões tangenciais nas interfaces solo-parede. O levantamento do fundo da escavação aumenta com o decurso da consolidação devido ao aumento das pressões de água (e consequente diminuição das tensões efectivas) no solo subjacente à base de escavação.
- (6) As pressões de terras na face da cortina do lado escavado aumentam com a consolidação; este facto está relacionado com o aumento da pressão da água nessa zona, facto que influencia igualmente a variação dos momentos flectores na parede no período pós construção.

5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Borges, J. L. (1995) – *Aterros sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos. Análise e Dimensionamento*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia, Porto.
- Borges, J. L.; Cardoso, A. S. (1998) – Simulação numérica do modelo de estados críticos (p, q, θ) em aterros sobre solos moles. *Revista Geotecnia*, nº 84, pp. 39-63.
- Borges, J. L.; Cardoso, A. S. (2000) – Simulação numérica dos processos de consolidação em aterros sobre solos moles. *Revista Geotecnia*, nº 89, pp. 57 75.
- Britto, A. M.; Gunn, M. J. (1987) – *Critical State Soil Mechanics via Finite Elements*. Ellis Horwood Limited, England.
- Costa, P. (2005) – *Escavações escoradas em solos argilosos moles. Análise do comportamento considerando os efeitos da consolidação*. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto.
- Eide, O.; AAS, G; Josang, T. (1972) – Special application of cast in place walls for tunnels in soft clay in Oslo. *Proc. 5th Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Madrid, Vol. 1, p. 485 498.
- Finno, R. J.; Harahap, I. S.; Sabatini, P. J. (1991) – Analysis of Braced Excavations with Coupled Finite Element Formulations. *Computers and Geotechnics*, Vol. 12, Nº 2, pp. 91 114.
- Lewis, R. W.; Schrefler, B. A. (1987) – *The Finite Element Method in the Deformation and Consolidation of Porous Media*. John Wiley and Sons, Inc., New York.
- Matos Fernandes, M. (1983) – *Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras. Novos Métodos de Dimensionamento*. Dissertação de Doutoramento, FEUP.
- O’ Rourke T. D. (1992) – Base Stability and Ground Movement Prediction for Excavations in Soft Clay. *Proc. International Conference on Retaining Structures*, Cambridge, UK.
- Pinto, R. G. (2008) – *Sistemas Construtivos de Estruturas de Contenção Multi Apoiadas em Edifícios*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, FEUP.

APLICAÇÃO DE TÉCNICAS DE SENSORIAMENTO REMOTO E GEOPROCESSAMENTO COMO APOIO A ESTUDOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS PARA GESTÃO AMBIENTAL DO MUNICÍPIO DE TRÊS CACHOEIRAS, LITORAL NORTE DO RS, BRASIL

Remote sensing and geoprocessing techniques as support to geological and geotechnical studies for environmental management in Três Cachoeiras County, north coast of Rio Grande do Sul, Brazil

Rosemary Hoff*

Juciara Carvalho Leite**

Ricardo Norberto Ayup Zouain***

RESUMO – As técnicas de sensoriamento remoto e geoprocessamento são fundamentais para a integração de dados de mapeamento geológico-geotécnico para o gerenciamento e planejamento regional. O Município de Três Cachoeiras, situado no Litoral Norte do Rio Grande do Sul faz parte da "Reserva da Biosfera da Mata Atlântica" e tem conflitos ambientais diversos, como áreas para disposição de resíduos sólidos, assentamento de loteamentos residenciais e industriais, jazidas de extração de material para construção, fontes de abastecimento de água e áreas de preservação ambiental. O objetivo deste trabalho foi produzir mapas temáticos, empregando fotografias aéreas, imagens de satélite e modelo digital de elevação (MDE) e a integrar os dados num sistema de informações geográficas (SIG). Utilizaram-se fotografias aéreas, imagens de satélite ETM+ LANDSAT 7, além de informações altimétricas Shuttle RADAR Topographic Mission (SRTM). Foram investigados aspectos conflitantes pelo enfoque geológico-geotécnico, a partir de fotointerpretação, processamento de imagem e levantamento de campo, e os dados foram integrados por técnicas de geoprocessamento. A fotointerpretação gerou a rede de drenagem, litologia, morfo-estruturas e formações superficiais. O processamento digital de imagem gerou mapas temáticos de rochas/solos e uso/cobertura do solo pelo método de classificação máxima verossimilhança (MAXVER) da imagem orbital. O modelo digital de elevação gerou a carta de declividade e a delimitação de reservas ecológicas baseada na legislação ambiental. O cruzamento destes temas permitiu a obtenção das cartas de formações superficiais, hidrogeológica e litológica. A integração destes temas gerou as cartas de recomendação: de extração de materiais para construção civil; de implantação de obras de infra-estrutura; de disposição de resíduos sólidos e loteamentos; de agricultura; de implantação de áreas destinadas à preservação ambiental e à recuperação.

SYNOPSIS – Remote sensing and geoprocessing techniques are basic for data integration to geologic-geotechnical mapping for management and regional planning. Três Cachoeiras, situated in the North Coast of Rio Grande do Sul State is part of the "Reserva da Biosfera da Mata Atlântica", where occur environmental

* Geóloga, Doutora em Ciências, Pesquisadora em Sensoriamento Remoto e Geoprocessamento da Embrapa Uva e Vinho, Bento Gonçalves, RS, Brasil. E-mail: rosehoff@cnpuv.embrapa.br

** Geóloga, Doutora em Geotecnica, Professora Adjunta do Departamento de Geologia da Universidade Federal do Paraná. Curitiba - PR – Brasil. E-mail: juciara@ufpr.br

*** Geógrafo, Doutor em Ciências, Professor Associado do Departamento de Geodésia, Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre - RS – Brasil. E-mail: ricardo.ayup@ufrgs.br

conflicts caused by human activities, such as waste and solid residue disposal, living and industrial settlement, quarries and mines for construction materials, water supply sources and environmental preservation areas. The objective of this study was to produce thematic mapping using aerial photographs, satellite images and digital elevation model (DEM) and integrate data in a geographic information system (GIS). High resolution aerial, ETM+ LANDSAT 7 orbital and Shuttle RADAR Topographic Mission (SRTM) elevation data have been used. The photos have supplied drainage, lithology, morpho-structures and surface formations. Conflicting aspects from geologic-geotechnical approach have been investigated by photo analysis, image processing and field survey and after combining data by geoprocessing techniques. The digital image processing has generated thematic maps such as rocks/soil and land cover/use by maximum likelihood classification (MAXLIKE) method on the orbital image. The DEM generated slope and ecological reserves limits based on the Environmental Laws. The crossing of these subjects provided the maps of surface formation, hydrogeology and lithology. Integration of these subjects generated recommendation maps: mining for construction materials; workmanships infrastructure; solid waste disposal and land divisions; agriculture and preservation and reclamation environmental areas.

PALAVRAS CHAVE – Sensoriamento remoto, SIG, mapeamento geotécnico, gestão de recursos naturais, regiões costeiras.

1 – INTRODUÇÃO

As atividades humanas, na sua maioria, mantêm vínculo direto com as superfícies dos terrenos, e o comportamento dessas superfícies depende diretamente da sua geologia e geomorfologia, bem como das condições de cobertura do solo e do clima atuante nas diversas regiões. Conhecer detalhadamente o relevo de uma região e o seu subsolo facilita o controle dos impactos ambientais. Os impactos gerados no meio físico mantêm relação direta com a biota e o meio antrópico, afetam ecossistemas e comprometem a qualidade de vida do ser humano. O emprego de geotecnologias permite estudo mais abrangente e processamento de informações com maior rapidez, como Sensoriamento Remoto (SR) e Sistema de Informações Geográficas (SIG), o que possibilita adaptar e aprimorar os levantamentos em geociências. O SR e o SIG vêm sendo bastante usados em estudos de regiões costeiras. No âmbito municipal, pode auxiliar na tomada de decisão dos gestores frente às necessidades das comunidades.

A área escolhida para este estudo foi o Município de Três Cachoeiras, que faz parte do litoral norte do RS (Figura 1). Limita-se com os municípios de Arroio do Sal, Morrinhos do Sul, Terra de Areia, Três Forquilhas e Dom Pedro de Alcântara, conforme divisão política de 01.01.93. A população é de, aproximadamente, 9500 habitantes numa área de 250 km², sendo a que população urbana e a rural se equívalem. A área do Município de Três Cachoeiras está totalmente incluída na Reserva da Biosfera da Mata Atlântica, esta decretada pela UNESCO em 08.10.93 e objeto de estudo do Programa Nacional de Gerenciamento Costeiro - GERCO. Com a intenção de envolver o Município na questão ambiental, bem como na Política Nacional de Meio Ambiente, procurou-se recomendar zonas propícias à criação de áreas de preservação ambiental (APAs).

Os contatos realizados com a Prefeitura Municipal de Três Cachoeiras levantaram as necessidades municipais, o que permitiu selecionar aquelas passíveis de investigação no âmbito do assunto proposto a partir de uma visão geológico-geotécnica. Tais necessidades envolviam o conhecimento de áreas propícias à obtenção de materiais para a pavimentação de rodovias vicinais, áreas favoráveis à agricultura, áreas com potencialidade para água subterrânea, áreas para localização de sítios adequados à disposição final de resíduos sólidos e áreas para assentamento de loteamentos residenciais ou industriais. Assim, a partir de levantamentos das características do meio físico, tais como declividade, litologia, formações superficiais, águas subterrâneas e uso do solo, recomendaram-se zonas favoráveis à extração de materiais para construção civil, à implantação de obras de

infra-estrutura, à disposição de resíduos sólidos, ao assentamento de loteamentos, à agricultura e à implantação de áreas de preservação ambiental.

Os resultados de um zoneamento desta natureza também contribuem para estudos ambientais previstos na legislação ambiental (CONAMA, 2008), referida para empreendimentos dentro da política nacional de meio ambiente. Este estudo teve como objetivo gerar mapas diversos, em função do problema exposto, por meio de cruzamento de informações no SIG, a fim de contribuir para o planejamento municipal de Três Cachoeiras e fundamentar o seu gerenciamento ambiental.

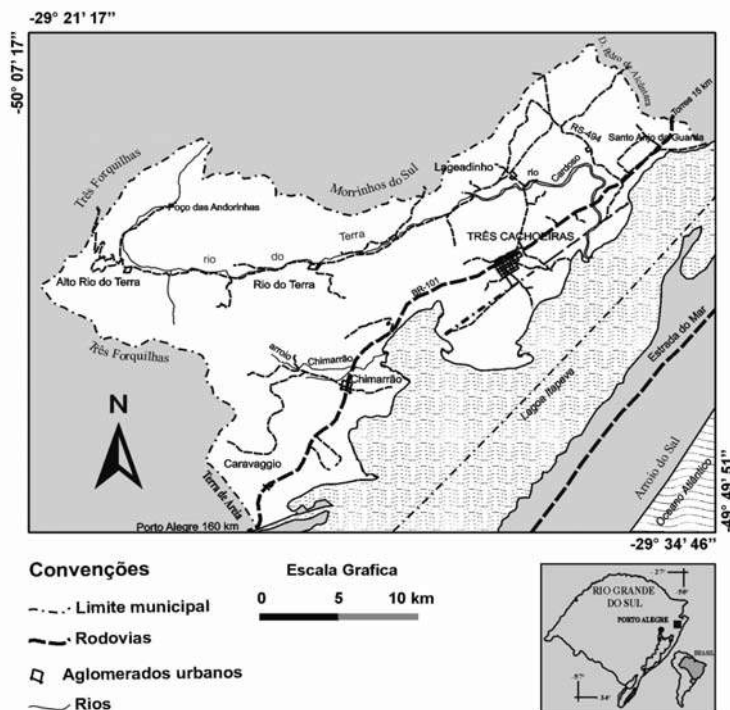


Fig. 1 – Localização do Município de Três Cachoeiras, RS.

Nos anos setenta, Tricart (1977) estudou o relevo de uma forma dinâmica, tornando a geomorfologia uma ciência aplicável ao ordenamento dos meios naturais, o que contribuiu para a evolução de estudos ambientais. Merico (1987) estudou o meio físico na região costeira do Paraná, e propôs a ordenação dos terrenos baseada, principalmente, nos aspectos geológicos e geomorfológicos. Nesta linha, Gomes *et al.* (1987) e Suertegaray *et al.* (1994) estudaram a planície costeira média a sul do Rio Grande do Sul para zoneamento ambiental utilizando imagens de satélite. O “Plano Integrado de Conservação para Região de Guaraqueçaba”, Paraná teve enfoque ambiental no meio biótico e antrópico (SPVS, 1992); e o “Macrozoneamento da APA de Guaraqueçaba” (IPARDES, 1995), produziu o diagnóstico ambiental que aborda aspectos geotécnicos daquela região.

A Lei nº 7661/88 instituiu o Programa Nacional de Gerenciamento Costeiro - GERCO, que trata da utilização racional dos recursos da zona costeira e, como consequência, em 1994, foi criado um banco de dados com informações de toda zona costeira (SIGERCO). O GERCO/RS baseou-se na geologia e geomorfologia da região costeira do RS para elaboração da “Carta de Unidades Ambientais” (Velasques, 1992) como condicionantes ambientais. Veneziani *et al.* (1990) utilizaram TM LANDSAT 5 no macrozoneamento do litoral paulista e os dados geológicos e geomorfológicos como contribuição para o zoneamento. O Projeto informações Básicas para Gestão Territorial do

Litoral Norte do Rio Grande do Sul - LINORS, proposto pela Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM), foi desenvolvido para diagnosticar problemas ambientais do meio físico (CPRM, 1994). Na mesma linha, tem-se o trabalho de Verdinelli e Verdinelli (1994), aplicado à gestão ambiental de zonas costeiras.

Os mapeamentos geotécnicos para fins de planejamento regional e municipal surgiram inicialmente no Estado de São Paulo. Destaca-se a proposta de sistemática para mapeamento geotécnico regional de Zuquette (1987), na qual são integrados dados geotécnicos com topográficos, imagens de satélite e informações sobre material inconsolidado e uso do solo, que produziram unidades de combinação, por meio de sucessivos cruzamentos entre atributos considerados no mapeamento geotécnico. A aplicação de sistemas de geoprocessamento para o mapeamento geotécnico foi discutida também por Moreira e Zuquette (1993), e Mattos e Vedovello (1992) compararam elementos texturais e estruturais de imagens de satélite LANDSAT e SPOT para mapeamento geotécnico como subsídio ao planejamento ambiental de áreas litorâneas. Áreas de risco no litoral paulista foram caracterizadas por Okida e Veneziani (1994), que usaram imagens digitais e estabeleceram zonas sujeitas a escorregamentos e inundações. Weber *et al.* (1998) classificaram ambientalmente uma bacia hidrográfica por meio de técnicas de SIG e Hoff *et al.* (2008) utilizaram sensoriamento remoto e geoprocessamento para classificar microbacias e avaliar o potencial poluidor das atividades humanas no nordeste do Rio Grande do Sul, Brasil.

2 – CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA

O Litoral Norte caracteriza-se pelo estabelecimento de propriedades rurais com áreas inferiores a 50 hectares, constitui-se numa diversificada e importante zona agrícola, produtora e exportadora, estando sua pecuária entre as mais desenvolvidas do Estado do Rio Grande do Sul. Três Cachoeiras é grande produtor de abacaxi, banana e açúcar. A rede viária do interior do Município ainda não apresenta problemas geotécnicos maiores, por se tratar de obras de pequeno porte. No entanto, melhoramentos da rede viária, com a finalidade de facilitar o escoamento da produção e dar acesso a locais turísticos, podem gerar impactos ambientais característicos de obras rodoviárias, como exemplo do que ocorreu no Município de Terra de Areia por ocasião da construção da rodovia "Rota do Sol".

O Município de Três Cachoeiras situa-se entre as coordenadas geográficas -29° 22' 18" a -29° 36' 06" de latitude Sul e -49° 50' 07" a -50° 04' 37" de longitude Oeste. Caracteriza-se por ser zona com potencial para projetos de natureza turística e rodoviária, entre outros. No entanto, alguns desses projetos e empreendimentos geram conflitos que induzem a impactos ambientais por vezes irreversíveis; no entanto, se houvesse diretrizes ambientais estabelecidas em planos diretores dos municípios da região, tais impactos poderiam ter sido evitados ou, pelo menos, minimizados. A área mostra indícios de degradação do solo e subsolo, causado pelo uso agrícola nas encostas e pelo abandono das lavouras, resultando em superfícies descobertas suscetíveis à erosão e aos movimentos de massa.

A área do Município de Três Cachoeiras pode ser classificada geomorfologicamente, segundo IBGE (1986 e 2003), como uma transição entre Planalto das Araucárias e a Planície Costeira Interna, e apresenta as unidades geomorfológicas (UGs) Serra Geral, Planície Alúvio-Coluvionar, e Planície Lagunar (Figura 2). Sobre estas unidades, desenvolveram-se tanto modelados de dissecação, quanto de acumulação. As rochas mais antigas são os arenitos eólicos Formação Botucatu (CPRM, 2008) de ambiente desértico do período Jurássico e são recobertos por rochas vulcânicas juro-cretáceas da Formação Serra Geral, que apresentam o basalto (Fácies Gramado), além de rochas vulcânicas ácidas a intermediárias (Fácies Caxias) encontradas nas porções mais elevadas. Após hiato temporal, formou-se extensa superfície, provavelmente devido à separação continental

América do Sul e África que gerou a planície costeira. Estão presentes também as litologias da terceira e quarta transgressões marinhas quaternárias (Villwock e Tomazelli, 1995). Segundo Horn F.º *et al.* (1988), depósitos de encosta, incluindo tálus e leques aluviais antigos e atuais, depósitos lagunares, incluindo depósitos fluviais e de retrabalhamento fluvial, depósitos eólicos de dunas litorâneas antigas e depósitos marinhos praias antigos são encontrados na região de Três Cachoeiras.



Fig. 2 – Vista panorâmica do Município de Três Cachoeiras, RS. Foto Fabio Cubas:
<http://www.panoramio.com/photo/1557367>

As bacias hidrográficas de Três Cachoeiras deságuam na lagoa Itapeva como as bacias do rio do Terra-Cardoso e dos arroios Paraíso, Pontal, Chimarrão e Caravaggio. O rio Cardoso, principal curso de água do Município de Três Cachoeiras, é um rio meandrante assim como os rios Maquiné e Três Forquilhas da planície costeira norte do Rio Grande do Sul (Tomazelli e Villwock, 1991).

O clima de Três Cachoeiras é classificado como úmido de mesoclima médio (C2) e fraco (C3), numa zona climática exposta aos sistemas de circulação extra-tropicais, resultante da interação de massas de ar com a barreira geográfica da Serra Geral. As principais massas de ar perturbadoras da área em estudo são a tropical atlântica, polar atlântica, tropical continental, correntes perturbadoras de leste e nordeste, além de correntes perturbadoras de sul. Segundo IBGE (2003), o balanço hídrico aponta um excedente entre 300-800 mm anuais, volume de água disponível para o deflúvio superficial e para recarga de aquíferos.

O Diagnóstico Preliminar dos Aspectos Ambientais do Litoral Norte do Rio Grande do Sul - LINORS (CPRM, 1994) indica abastecimento de água em Três Cachoeiras feito por poço profundo na área urbana e por ponteiros na área rural. O esgotamento de efluentes domésticos é feito por fossas sépticas e sumidouros em terrenos arenosos. Os resíduos sólidos são enterrados num local a 2000 metros da sede municipal, em terreno arenoso. A extração de material de empréstimo provém de saibreira, sendo que as pedreiras do Município de Torres abastecem o Município de Três Cachoeiras, o que implica na necessidade de selecionar novas jazidas. Os maiores problemas ambientais apontam para poluição dos aquíferos devido ao esgoto doméstico e à disposição de resíduos.

A situação da área, frente à legislação ambiental, insere o Município de Três Cachoeiras na área da Reserva da Biosfera da Mata Atlântica, no Projeto GERCO/RS e também a enquadra nas

Resoluções do CONAMA - Conselho Nacional de Meio Ambiente. A delimitação da área da Mata Atlântica no Rio Grande do Sul foi estabelecida pelo IBAMA pela Portaria nº 438 de 04.08.89. Em 08.10.93, a Mata Atlântica foi reconhecida pela UNESCO como Reserva da Biosfera, também denominado Bioma Mata Atlântica (Embrapa, 2009). Sobre reservas ecológicas, a Resolução CONAMA nº 004 de 18.11.85 pode ser, em parte, aplicada ao Município de Três Cachoeiras, desde que sejam respeitadas as características e vocações da área no que se refere ao Art. 3º (Reservas Ecológicas) e Art. 4º (2/3 superiores de montanhas ou serras).

3 – MATERIAIS E MÉTODOS

Os materiais e dados foram obtidos de instituições de pesquisa e de serviço público. O Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem (DAER) forneceu as fotografias aéreas, obra 074, escala 1:20.000, de 1975. O Centro Estadual de Pesquisas em Sensoriamento Remoto e Meteorologia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul disponibilizou cartas planialtimétricas (DSG, 1ª DL, 1979) na escala 1:50.000. O Centro de Estudos de Geologia Costeira e Oceânica – (CECO/UFRGS) cedeu o mapa geológico das Folhas Carta Três Cachoeiras/Torres e Carta Maquine/Arroio Teixeira, escala 1:100 000 (Horn F.º *et al.*, 1984). Foi utilizada uma imagem ETM+ LANDSAT7, WRS 220.80, bandas 1, 2, 3, 4, 5 e 7, de 07.05.2000 (USGS, 2008) e o modelo de altimetria Shuttle RADAR Topographic Mission - SRTM (UMIACS, 2008). O processamento de imagens e o geoprocessamento dos dados foram desenvolvidos no programa SPRING (INPE, 2008) descrito por Câmara *et al.* (1996).

O estudo foi produzido na escala 1:50 000, seguindo a proposta metodológica de Zuquette e Gandolfi (1992), adaptada às necessidades do Município, e baseada na análise de atributos do meio físico para elaboração de cartas de recomendação. Os atributos foram agrupados em temas como declividade, litologia, formações superficiais, unidades hidrogeológicas e uso atual do solo. A partir do cruzamento no SIG, foram elaborados os produtos do mapeamento geológico/geotécnico na forma de cartas de recomendação à extração de materiais para construção civil, à implantação de obras de infra-estrutura, à disposição de resíduos sólidos e loteamentos, à agricultura e à implantação de área de preservação ambiental. Dados mais detalhados da metodologia e resultados estão descritos em Hoff (1996).

3.1 – Fotointerpretação

A análise das fotografias aéreas definiu os aspectos geológicos e geomorfológicos do Município de Três Cachoeiras, conforme metodologia de Soares e Fiori (1976) para interpretação do meio físico. Dessa análise, obtiveram-se informações de litologia, formações superficiais, morfoestruturas e padrões de drenagem. Utilizaram-se os critérios de Ricci e Petri (1965) para análise das morfoestruturas e das rochas. Para a drenagem, adotou-se a classificação de Strahler e Strahler (1996) e Christofolletti (1974), utilizadas para identificar as nascentes a partir dos cursos d'água de primeira ordem, as quais são consideradas como reservas ecológicas pela Resolução CONAMA 004 de 18.11.85. As distorções devidas à projeção cônica foram atenuadas com ortorretificação apoiada em pontos de controle no terreno.

3.2 – Trabalho de campo

Com base na análise das fotografias aéreas, foram estabelecidos pontos a serem descritos em campo, os quais foram fotografados, registrados com GPS e classificados conforme o relevo, lito-

logia, aspectos geotécnicos e o uso do solo. Assim, foi considerada a forma de relevo, ou situação do ponto descrito na paisagem, como planície, divisor de água, etc., bem como sua posição na vertente: sopé da encosta, meia encosta e alta encosta. A declividade foi estabelecida no entorno de 100 metros do local descrito. A amplitude das rampas foi estimada visualmente, com apoio do modelo digital de elevação (MDE).

Na litologia, procurou-se identificar a cor da rocha, a textura, as estruturas associadas, a classificação macroscópica e a unidade litoestratigráfica. Quanto aos aspectos geotécnicos, observou-se grau de alteração, espessura do solo, padrão erosivo, tendência a movimentos de massa, nível freático em pontos de ocorrências de fontes em taludes e em poços domiciliares. A permeabilidade foi estimada visualmente em função do tipo de rocha e/ou sedimento. No que diz respeito ao uso do solo, observaram-se cobertura vegetal predominante, tipo de cultura, existência de área urbana ou de aglomerado rural, proximidade com rodovias, além de tipo de atividade de mineração.

3.3 – Processamento de imagens

As técnicas de processamento digital de imagem (PDI) utilizadas no estudo envolveram pré-processamentos (correções geométrica e atmosférica), realce de contrastes, filtragem, classificação de imagens e pós-processamentos das imagens. Inicialmente, foi adotado o sistema de coordenadas na projeção Universal Transversa de Mercator (UTM), datum Córrego Alegre, conforme a base cartográfica empregada, mas os produtos finais foram convertidos para SIRGAS 2000 (IBGE, 2008). A correção geométrica baseou-se em pontos de controle no terreno, apoiada pela carta planialtimétrica e baseando-se na banda TM3, identificaram-se pontos reconhecíveis tanto na imagem quanto na carta plani-altimétrica. A reamostragem foi por interpolação dos valores de NDs (números digitais) pelo método vizinho mais próximo.

Foram selecionados tripletes de bandas pelo método de Chavez Jr. *et al.* (1982), como apoio visual a classificação das imagens. Foi aplicado aumento linear de contraste em todas as bandas, a fim de atenuar efeitos atmosféricos e de sombreamento. Para visualização das morfo-estruturas, aplicou-se filtro multidirecional 7X7 (Araújo e Carvalho Jr. 1994) Na banda 4. O uso do solo foi mapeado pelo método de classificação máxima verossimilhança (MAXVER), tendo mais de uma centena de amostras, com base em dados georreferenciados a campo.

3.4 – Geoprocessamento

O estudo abrangeu as coordenadas extremas do Município de Três Cachoeiras, escala 1:50.000; projeção UTM Córrego Alegre, com resolução espacial de 30 metros. A atualização dos dados da rede viária foi feita pela imagem de satélite. O limite da área estudada foi obtido pela malha municipal do IBGE, com exclusão da porção pertencente à Lagoa Itapeva. Para a delimitação de reservas ecológicas, utilizaram-se curvas de nível e ordens de drenagens, conforme a Resolução CONAMA n°. 004 de 18.11.85.

Para elaborar o MDE, utilizaram-se dados altimétricos SRTM com 90 metros de resolução. A declividade foi reclassificada com base no enfoque geotécnico, ambiental e aspectos observados em campo, como indícios de erosão em colúvios (declives maiores do que 5%) e movimentos de massa (declives maiores do que 30%). Foram estabelecidas classes nos intervalos 0-2%, 2-5, 5-12, 12-30, 30-45% e maiores do que 45%. Isto foi fundamental para cruzamentos posteriores, pois a variação da declividade constitui importante parâmetro para a análise do meio físico e avaliação da suscetibilidade a certos problemas geotécnicos. Os produtos da fotointerpretação foram digitalizados e juntamente com produtos de classificação da imagem de satélite, foram inseridos no SIG e integrados. O Quadro 1 exhibe os cruzamentos no SIG.

Quadro 1 – Esquema de cruzamentos de temas no SIG.

Cruzamentos	Produtos
Litologia por fotointerpretação X Dados de campo	Carta litológica (CLIT)
Formações superficiais por fotointerpretação X Rochas/solos por classificação de imagem	Carta de formações superficiais (CFS)
CLIT X Morfo-estruturas por fotointerpretação	Carta de unidades hidrogeológicas potenciais (CUHP)
CLIT X CFS	Carta de recomendação à extração de material para construção civil (CRMC)
CFS X CUPH	Carta de recomendação para obras de infra-estrutura (CROI)
CLIT X Carta de declividade (CDEC) X CUPH	Carta de recomendação à disposição de resíduos sólidos e loteamentos (CRSL)
CDEC X CFS	Carta de recomendação geotécnica à agricultura (CRAG)
Carta limite de reservas ecológicas (CLRE) X CDEC X Carta de uso atual do solo (CUAT)	Carta de recomendação à implantação de áreas de preservação ambiental (CRAM)

4 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 – Rede de drenagem

O arranjo da drenagem na região de transição entre planalto e planície costeira dá-se conforme o condicionamento litológico, estrutural e deposicional dos terrenos. Sobre rochas vulcânicas (Formação Serra Geral) e colúvios, a drenagem apresenta padrões angular, paralelo e anastomosado. Sobre depósitos sedimentares quaternários, os rios apresentam padrão meandrante. O padrão angular é o entalhe segundo fraturas nos basaltos e rochas ácidas a intermediárias, em ângulos de 60° e 120° nas confluências, condicionado às morfo-estruturas NE-SW e NW-SE. O padrão meandrante ocorre na planície lagunar, as curvas dos meandros apresentam grandes raios, apresentando-se também sobre terraços aluviais. Nestes, a densidade de drenagem é mais alta e a textura mais fina do que nos depósitos lagunares, de textura grosseira com canais largos e segmentos longos. Os meandros podem estar confinados aos vales principais logo à jusante dos canais com padrão angular, se encaixam segundo a direção dos padrões de fraturas regionais, produzindo-se o padrão subangular.

Nas bacias hidrográficas do Município de Três Cachoeiras, as drenagens são de primeira a quarta ordem. A primeira ordem caracteriza nascentes situadas nas cotas mais elevadas sobre a unidade geomorfológica Serra Geral, mas também na unidade Planície Lagunar como raros arroios que deságuam diretamente na Lagoa Itapeva. As drenagens de segunda ordem situam-se sobre a unidade geomorfológica Serra Geral, e geralmente são afluentes dos rios maiores (rio do Terra-Cardoso e arroio Chimarrão). A terceira ordem representa o Arroio Chimarrão e os afluentes do Rio do Terra-Cardoso (quarta ordem). O estudo sobre fotografias aéreas pode estabelecer rios de ordem maior do que observada na carta plani-altimétrica, devido à escala mais detalhada.

4.2 – Litologia

4.2.1 – Seqüência mesozóica

Na fotografia aérea, observou-se que as rochas vulcânicas da Formação Serra Geral (J-K) dominam a área e encontram-se sobrepostas aos arenitos da Formação Botucatu (J), que ocupam

menor área. Tais litologias são indivisas devido a sua similaridade tonal e textural em fotografia aérea. Exibem-se em tom cinza claro, que escurece em direção à base da seqüência, com forte padrão de fraturas. As zonas de relevo acidentado do Município e morros testemunhos isolados entre os depósitos da planície costeira, caracterizam formas de relevo abruptas e alta declividade, taludes rochosos com vertentes verticais nos flancos dos vales, espigões agudos retilíneos nos interflúvios. Nas porções mais elevadas, ocorrem resquícios do Planalto dos Campos Gerais e topos planos situados na porção noroeste da área, onde são encontradas rochas vulcânicas ácidas a intermediárias.

Estruturalmente, essa seqüência apresenta escalonamento resultante dos sucessivos derrames de lava, dado por patamares rochosos intercalados com depósitos de tálus. Os principais lineamentos mostram direção NE-SW, secundariamente NW-SE, cruzados em ângulos de 60° e 120°, causados provavelmente por sistemas de fraturas de resfriamento, posteriormente reativadas na forma de falhas. Esses lineamentos revelam-se no padrão de drenagem angular (NE-SW), característico de rochas da Formação Serra Geral e pelo padrão paralelo (NW-SE).

A Formação Botucatu, litologia basal da área estudada, constitui-se por arenito feldspático de textura média, em geral bem classificada, de grãos sub-arredondados a arredondados. Como estrutura marcante, exibe estratificação cruzada de grande ângulo, o que evidencia a origem eólica do depósito. A cimentação da rocha pode ser por óxido de ferro que confere o caráter friável, e por sílica que dá maior resistência à desagregação intempérica. Seus solos são rasos e arenosos, e podem conter quantidade maior de matéria orgânica em terrenos planos e alagadiços. Nas encostas mais íngremes, os solos são litólicos e o arenito aflora em lajeados, os colúvios são arenosos e os depósitos de tálus circundam os morros-testemunhos. Situam-se no extremo nordeste do Município, com ocorrência também no sudoeste. Esses terrenos exibem relevo ondulado num conjunto de colinas arredondadas com declives médios. O uso predominante do solo é como pastagens, cultura de banana, além de serem encontrados remanescentes de mata nativa.

A Formação Serra Geral, composta por lavas básicas na porção inferior da seqüência (Fácies Gramado), por vezes observada no contato com Arenito Botucatu, apresenta cor melanocrática, textura afanítica e diáclases verticais. Próximo à cota 700m, há rochas ácidas e intermediárias (Fácies Caxias), caracterizadas pela cor acinzentada e fraturas horizontais que produzem lajes finas, e exibem paredões fortemente inclinados. Os basaltos exibem menor inclinação devido à cobertura dos depósitos de encosta gerados pelo intemperismo, mais intenso do que nas rochas ácidas e intermediárias. Os solos são latossolos marrom avermelhados, que podem conter blocos de rochas, além de solos litólicos bastante pedregosos. Esse conjunto litológico recobre amplamente o território municipal, principalmente a sul e sudoeste, retratado pelo relevo montanhoso com declives íngremes nas encostas superiores e declives intermediários em média e baixa encostas. A ocupação do solo caracteriza-se por pastagens, cultura de banana e mata nativa.

4.2.2 – Depósitos eólicos

Os depósitos eólicos compõem-se de areias finas ferruginosas de coloração avermelhada e os grãos são arredondados e bem classificados. O relevo é suavemente ondulado e a superfície do terreno é ocupada por florestas de eucalipto, lavouras de milho e cana-de-açúcar; além disso, há extração de material de empréstimo.

4.2.3 – Depósitos de colúvio

Observaram-se tons cinza claros e textura mosqueada na fotografia aérea, provavelmente causada pela mistura de materiais intemperizados com fragmentos de rocha. O padrão de drenagem sub-paralelo de alta densidade, drenagens finas, canais estreitos e pouco aprofundados, diagnostica

ainda melhor esta litologia. O entalhe da drenagem é controlado pelo escoamento superficial, provocando erosão em sulcos em direção ao curso d'água principal. Os colúvios situam-se sobre relevos ondulados a fortemente ondulados com declividades que variam de 15 a 30% (obtidas pelo MDE), localizam-se na média encosta e apresentam contato transicional com o terraço aluvial e contato brusco com os depósitos lagunares. Exibem blocos de rocha com dimensões centimétricas a métricas, imersos em matriz argilosa marrom avermelhada, provenientes da decomposição de basalto. Formam corpos contínuos situados na porção média e no sopé das encostas abruptas dos derrames, encostas essas de declives moderados a fortes, que chegam a encobrir o Arenito Botucatu na área onde os colúvios são mais espessos, a oeste do Município. A ocupação do solo é feita por lavouras, cultivo de banana e mata nativa.

4.2.4 – Depósitos de terraço aluvial

Corpos alongados em formato de cunha, constituem áreas planas a levemente inclinadas nas bordas mais próximas dos colúvios, e são encaixados nos vales estruturais inseridos na unidade geomorfológica Serra Geral. Apresentam tonalidade idêntica aos colúvios, de textura fina, o que indica deposição de planície de inundação com sedimentação fina, provavelmente areias muito finas e siltes. O padrão de drenagem é anastomosado irregular, caracterizado por ilhas, bifurcações e reencontros dos cursos d'água. Situam-se ao longo dos médios cursos do rio do Terra-Cardoso e arroio Chimarrão, apresentam contato gradativo com os depósitos de colúvio e contato marcante com os depósitos de terraço lagunar. Em campo, são formados por areias finas com intercalações de areias argilosas com níveis de cascalho. Caracterizam antigas várzeas semiplanas, originárias de planície de inundação do rio do Terra-Cardoso e do arroio Chimarrão. A ocupação atual destas várzeas dá-se por pastagens, plantio de banana e remanescentes de mata ciliar.

4.2.5 – Depósitos de terraço lagunar

Situam-se em zonas muito planas, caracterizam-se como corpos irregulares com bordas arredondadas, de tonalidades muito mais claras do que as demais áreas, o que provavelmente indica constituição predominantemente arenosa. A inexistência de cursos d'água indica que são corpos bem drenados. São constituídos por siltes e areia muito fina, de coloração cinza à cinza-claro, e que caracterizam terraços lagunares em níveis marinhos outrora mais elevados do que os atuais. Tem como ocupação principal do solo o reflorestamento, e são os terrenos mais escolhidos para assentamentos urbanos de vilas e mesmo da sede municipal de Três Cachoeiras, atividades que requerem terrenos mais secos.

4.2.6 – Depósitos de planície lagunar

São superfícies extremamente planas, de tonalidade mais escura que os depósitos de terraço lagunar, possivelmente devido à retenção de água, o que indica a predominância de sedimentos argilosos. As estruturas nos pontais da Lagoa Itapeva são linhas de regressão do sistema lagunar holocênico e atual. Estes depósitos diferenciam-se dos depósitos de terraço lagunar pela existência de drenagem grosseira de grande porte. O padrão de drenagem é meandrante, os canais são bem mais largos que no restante da área, e constitui-se no baixo curso dos rios principais, como o rio Cardoso e o arroio Chimarrão. Os canais secundários são bastante longos em relação aos afluentes que ocorrem no restante da área. Estes sedimentos siltosos marrom-acinzentados, com pequena quantidade de areia muito fina, caracterizam a planície lagunar do final do período Quaternário ao Recente. São amplamente utilizados no plantio de arroz e culturas cíclicas.

4.2.7 – Depósitos flúvio-deltáicos

Localizam-se na desembocadura dos rios Cardoso, Três Forquilhas, arroio Chimarrão, bem como na desembocadura de canais entre lagoas, no caso do Rio Cornélio que liga as lagoas Itapeva e Quadros (Ayup-Zouain, 1991). Estas são áreas planas e úmidas, constituídas por sedimentos escuros, exibem estrutura progradante intra-lagunar, indicada pela existência de linhas de acréscimo direcionadas para dentro da Lagoa Itapeva, o que sugere a energia do aporte sedimentar fluvial. Apresentam sedimentos semelhantes aos depósitos de planície lagunar, embora localmente exibam estrutura de deposição fluvial e relevo extremamente plano.

4.3 – Formações superficiais

A rocha aflorante não se enquadra numa formação superficial, mas foi considerada como elemento de mapeamento em fotografia aérea para fins de delimitação e relação com as formações superficiais adjacentes. Os elúvios, que correspondem aos mantos alterados in situ sobre as rochas vulcânicas, ocupam, na maioria das vezes, os divisores de água de topos achatados, quando originados de rochas ácidas a intermediárias e, sobre os espigões alongados, quando originados a partir de rochas básicas. Correspondem às zonas mais elevadas do Município, embora restritas à baixa declividade. Esta condição pode ter possibilitado o desenvolvimento desses depósitos. Nas bordas, são delimitados por paredes de rocha aflorante bastante escarpadas.

Ao longo da encosta, entre os elúvios e os colúvios, visualizou-se uma unidade que se denominou de elúvio+tálus+rocha indivisos, correspondendo à formação superficial intermediária que contém depósitos de tálus alternados, lateralmente, com rocha sã e rocha alterada (elúvio). Os pequenos depósitos de tálus, situados a grandes altitudes neste Município, estão intercalados com superfícies rochosas. São caracterizados por coberturas muito suscetíveis à erosão e aos movimentos de massa. Os colúvios mostram quebra negativa de relevo quando em contato com a unidade anterior, e quebra positiva em relação aos depósitos aluviais e lagunares. As declividades destes corpos são menores do que nas zonas de elúvio+talus+rocha, porém ainda elevadas. Os colúvios caracterizam-se coberturas espessas, sujeitas à erosão e a deslizamentos e rolamentos de blocos. Os alúvios, depósitos pleistocênicos, também apresentam quebra negativa de relevo. Sua declividade varia de baixa a média (5 - 15%), o que leva à boa estabilidade morfodinâmica nos locais mais planos.

Os depósitos lagunares, sedimentos holocênicos e pleistocênicos de origem lagunar (terraços e planícies), apresentam relevo extremamente plano com declividade praticamente nula. Os depósitos flúvio-deltáicos, produzidos por deltas holocênicos, restringem-se à desembocadura dos cursos d'água na lagoa Itapeva. São formações extremamente planas que não mostram quebra de relevo em relação aos depósitos lagunares, e diferenciam-se destes pela maior quantidade de água e pelas linhas de acréscimo lateral.

4.4 – Aspectos geotécnicos e econômicos

4.4.1 – Formação Botucatu

Os materiais de alteração derivados dos arenitos da Formação Botucatu caracterizam-se pela difícil compactação. A rocha é caracterizada pela relativa facilidade quanto ao desmonte na extração e nos cortes, e pelo intenso desgaste do equipamento utilizado devido ao elevado grau de abrasividade. Não é recomendada como fonte de material para aterro, por ser muito erodível e de difícil compactação, o que leva à necessidade de aplicação de revestimento nas superfícies dos aterros. Geralmente, esses materiais são impenetráveis a trado à pouca profundidade, apresentam condições de suporte e fundação de aterros excelentes, além de boas condições de fundação para obras civis. A drenagem do subsolo é excelente, os cortes são passíveis de afloramento de água, e a ótima per-

meabilidade da rocha facilita o escoamento do lençol subterrâneo, constituindo-se em excelente aquífero. A estabilidade dos cortes na rocha são ótimas, o que permite taludes de corte verticais. Os produtos de alteração dos arenitos da Formação Botucatu são considerados ótimos materiais para emprego na produção de solo-cimento, e também como base e sub-base de pavimentos rodoviários, pois permitem tráfego regular de veículos mesmo após precipitações intensas.

4.4.2 – Formação Serra Geral

Os materiais inconsolidados da Formação Serra Geral, quando homogêneos, permitem fáceis escavabilidade e compactação. Quando atingido o nível rochoso, há necessidade de escarificação e uso de explosivos nas atividades de extração para fins econômicos, ou mesmo para a construção de obras. As rochas são fornecedoras boas condições de suporte, enquanto que a profunda alteração gera materiais argilosos bastante plásticos com blocos de rocha dispersos, condição esta insatisfatória para a fundação de obras devido à baixa capacidade de suporte. Quando essas rochas estão inalteradas, são excelentes materiais para produção de brita para concreto, para base, sub-base, e material drenante, bem como para blocos estruturais, blocos ou placas de pavimentação e rochas de revestimento. No entanto, são raras as ocorrências dessas jazidas no Município.

4.4.3 – Depósitos de colúvio

Constituem material de difícil compactação devido à heterogeneidade, e de escavação facilitada quanto menor o tamanho dos blocos imersos no material argiloso. É fonte restrita de material para aterro, face aos aspectos como compactação deficiente, pequeno volume de argila em relação ao volume de matacões, além da reduzida distribuição dessas jazidas na área. A erosão dos colúvios dá-se pela instabilidade do material e pelas condições de alta declividade (15% - 30%) destes depósitos. Apresentam, geralmente, más condições de suporte e de compactação de aterros. A drenagem do material coluvial é ruim a regular, o que reduz a possibilidade de constituir-se num aquífero. Os taludes de corte, de elevada instabilidade, facilitam os escorregamentos e deslizamentos. As considerações econômicas para o material dos depósitos de colúvio excluem a sua utilização em qualquer tipo de obra de engenharia, salvo quando material argiloso livre de blocos de rocha.

4.4.4 – Depósitos eólicos

Permitem fácil escavação de suas areias, boa compactação, características que lhe conferem uma ótima fonte de material para aterro de obras civis. Contudo, necessitam de tratamento de revestimento dos taludes de aterro para evitar erosão. Quando compactados, apresentam boas condições de suporte. As areias destes depósitos são altamente permeáveis, e podem formar aquíferos localizados. Devido à alta desagregabilidade e textura arenosa do material, são muito suscetíveis à erosão, o que torna não recomendados os taludes íngremes, tanto de aterro quanto de corte. No Município de Três Cachoeiras, esse material é amplamente empregado nos aterros para construção civil e também utilizado na produção de solo-asfalto e solo-cimento.

4.4.5 – Depósitos de terraço lagunar

Devido à grande quantidade de finos, são materiais de difícil compactação, embora sejam facilmente escaváveis e escarificáveis em condições secas, mas muito difícil quando saturados. Por serem muito compressíveis, apresentam baixa capacidade de suporte, o que resulta em material inadequado para aterros de suporte e fundações de obras.

4.4.6 – Depósitos aluviais

Constituem materiais de fácil escavação, porém, sua compactação in situ torna-se difícil, devido à heterogeneidade, anisotropia e plasticidade. A baixa capacidade de suporte, devido à presença de camadas argilosas alternadas com outras camadas, impossibilita as condições de compactação necessárias ao uso como fundação, o que não permite a implantação de obras civis. Como esperado, sua drenagem é boa nas camadas arenosas, e péssima nas camadas argilosas, o que inviabiliza a água subterrânea. Mostram-se resistentes quando secos, porém instáveis quando saturados e, por isso, não são recomendáveis à execução de cortes profundos, embora admitam cortes verticais de até 1 metro no material argiloso, mas podem servir como material de empréstimo compactado.

4.4.7 – Depósitos lagunares e deltáicos

São materiais de difícil compactação, devido à predominância de material fino. Quase sempre de difícil escavação e terraplanagem, pois a presença do nível freático, geralmente aflorante ou muito próximo da superfície, o torna muito saturado. A capacidade de suporte é péssima, devido à presença de solos moles e, por isso, não são recomendados para fundações. A drenagem deficiente é devida à constante saturação dos sedimentos permanentemente inundados, de permeabilidade nula. Não se recomendam cortes neste material.

Economicamente, os depósitos aluviais, depósitos de terraço lagunar, depósitos de planície lagunar e depósitos deltáicos têm aplicação muito restrita. Como leito de rodovia, mostram intrafegabilidade sob chuvas moderadas. No entanto, o material argiloso pode ser empregado em cerâmica. Conforme observado durante os trabalhos de campo, as situações de ocupação do solo influenciaram no comportamento geotécnico dos terrenos em Três Cachoeiras. Certos tipos de culturas comprometeram a estabilidade dos colúvios, como as culturas cíclicas, sendo que outras ajudaram a manter a estabilidade dos solos, como é o caso do cultivo de banana nas encostas.

As obras de rodovias municipais, mesmo aquelas não pavimentadas, têm estabilidade dos cortes e leito de estrada, embora haja locais em que foram realizadas medidas de contenção de taludes e de pavimentação do leito da estrada com paralelepípedos. Em campo, foi possível observar que o Município possui poucas frentes de lavra de materiais de construção, fato confirmado pela Prefeitura Municipal de Três Cachoeiras. Os materiais que requerem especificações técnicas mais rigorosas, como rocha para brita, são trazidos do Município de Torres a, aproximadamente, 25 quilômetros de distância.

4.5 – Produtos do processamento de imagens

Inicialmente, foram feitas correções geométricas das imagens utilizadas neste estudo, e foram posteriormente cruzados no SIG os produtos do processamento durante o desenvolvimento do trabalho. A partir da aplicação do método de Chavez Jr. *et al.* (1982), estabeleceu-se o fator de índice ótimo - FIO, em função do triplete com menor correlação entre as bandas e selecionados os tripletes 3-4-5, 1-4-5 e 2-4-5, composições coloridas que auxiliaram a interpretação visual das feições de relevo e uso do solo.

4.5.1 – Aumento de contraste

Em todas as bandas, foi aplicado aumento de contraste, o que fez com que os histogramas fossem expandidos, resultando na melhor visualização da cena em cada banda espectral, como uma melhora da banda 1, muito escura e originalmente pouco contrastante devido à contribuição atmosférica. Essas bandas foram muito importantes na definição de áreas alagadas e corpos d'água (Novo, 1989).

4.5.2 – Filtragens

A banda TM4 mostrou formas de relevo bem definidas e corpos d'água em contraste (ND $\cong$ 0), muito discrepante das outras bandas e a maior reflectância da vegetação atenua o contraste do uso do solo, evidenciando-se os elementos do relevo. Conseqüentemente, a visualização dos lineamentos melhora para revelar as morfo-estruturas. A filtragem multidirecional realçou os lineamentos estruturais e estes foram digitalizados sobre a imagem filtrada, compondo um arquivo de dados vetoriais, obtendo-se uma população em torno de milhares de vetores.

4.5.3 – Classificação de Imagens

A classificação da imagem foi testada para dois temas, rochas/solos (rochas e formações superficiais) e cobertura/uso do solo (recobrimento do solo e ocupação). Foram identificados alvos como água fluvial, água lagunar, áreas alteradas e sombra, para os dois temas, o que permitiu reconhecer a limitação do sistema no sentido de distinguir alvos dentro da área sombreada. A imagem classificada mostrou ruídos, como pixels isolados ou agrupamentos menores contendo pixels de classes diversas, situados nas proximidades de zonas mapeadas homogeneamente (Schowengert, 1983). Possivelmente isto é devido a topografia acidentada e pixel-mistura e para minimizar este problema empregou-se a técnica de uniformização sobre a imagem classificada.

Para rochas/solos, identificaram-se elúvios, colúvios, alúvios, sedimentos lagunares e também rochas, e estabeleceram-se as classes em função de pontos conhecidos no terreno e reconhecidos na imagem. Ressalta-se que, devido à cobertura vegetal, os alvos investigados neste tema (solos e rochas), também foram identificados por meio de aspectos de contexto, pois seus atributos espectrais puderam ser observados apenas em locais que continham solos expostos, pedreiras, etc. Considerando-se limitações de resolução espacial e radiométrica da imagem, foram separadas as classes depósitos flúvio-lagunares; depósitos alúvio-deltaicos; depósitos de colúvio; depósitos de elúvio; rochas aflorantes + depósitos de elúvio; água fluvial e água lagunar.

Foram identificados alvos de cobertura/uso do solo que estabelecessem classes frente aos aspectos importantes para o comportamento geotécnico da superfície do terreno. As amostras foram obtidas de pontos conhecidos nos trabalhos de campo, e reconhecidos na imagem como mata nativa, campo/cultura de banana, culturas temporárias, reflorestamento cultura de banana, áreas alagadas, áreas alteradas, água fluvial, água lagunar e sombra (Quadro 2).

Quadro 2 – Distribuição das classes uso do solo obtidas por PDI.

Classes	Área (hectares)	Porcentagem (%)
mata nativa	3135.24	23.98
campo	3569.13	27.30
agricultura	2495.61	19.09
reflorestamento/banana	1137.69	8.70
áreas inundáveis	1469.52	11.24
áreas alteradas	424.53	3.28
água fluvial	31.32	0.24
água lagunar	36.99	0.28
sombra	774.45	5.92
Total	13074.48	99.99

4.6 – Geoprocessamento

Os produtos preliminares referem-se aos dados extraídos da carta plani-altimétrica, aos dados obtidos por fotointerpretação e aos produtos do processamento digital de imagem. A partir do tema limite da área estudada, obteve-se a área total do Município de Três Cachoeiras em 13.074,48 hectares. A partir do modelo numérico do terreno, gerou-se a carta de declividade, para a qual foram estabelecidas as classes de declividade. O Quadro 3 mostra a distribuição das classes de declividade e a área classificada. No Quadro 4, as áreas definem apenas limites estabelecidos pela legislação ambiental dentre aqueles que puderam ser fornecidos pela carta plani-altimétrica, e que, posteriormente, auxiliaram no estabelecimento de áreas de preservação ambiental.

Quadro 3 – Distribuição das classes de Declividade.

Classes	Morfologia	Área (hectares)	Porcentagem (%)
0-2%	– planícies e terraços lagunares	2825,55	21,73
2-5%	– talvegues dos rios maiores e diferenças de cota entre os terraços e planícies lagunares;	1590,48	12,23
5 - 12%	– rupturas de declives nos terraços fluviais, depósitos de encosta e nos morros testemunho;	3315,60	25,55
12 - 30%	– depósitos coluvionares da zona escarpada	4035,51	31,04
30 - 45%	– topo superior das encostas e morros testemunho	1130,49	8,69
>45%	– Morro do Capitão e montante da Bacia do Arroio Chimarrão	104,58	0,80
Total		13074,48	100,04

Quadro 4 – Limite de reservas ecológicas definidas pela Legislação Ambiental.

Classes	Área (hectares)	Porcentagem (%)
2/3 elevação	4789.62	36.63
margem lagunar	450.63	3.44
margem rio	280.44	2.14
nascente	329.58	2.52
não enquadrada	7224.21	55.25
Total	13074.48	99.98

4.6.1 – Produtos de cruzamentos em SIG

4.6.1.1 – Carta de recomendação à extração de material para construção civil

Esta carta foi produzida baseando-se em dados como de tipo de rocha e material de alteração, e obtida pelo cruzamento das cartas litológica e de formações superficiais. Estes materiais são vistos na Figura 3, e encontram-se distribuídos segundo a Tabela anexada à mesma figura. Com base em critérios como presença de material inconsolidado e de afloramentos de rocha, geraram-se

as seguintes classes, em conformidade com a demanda da região para os materiais destinados à construção civil:

- Arenito ou pedra-grés, pertencente à Formação Botucatu, utilizado como blocos estruturais, calçadas e revestimentos externos e internos de pisos e paredes;
- Basalto e rochas vulcânicas pertencentes a Formação Serra Geral, usadas no revestimento de ruas e calçadas (*petit pavé*), também como lajes de revestimentos de pisos externos e internos, como rocha ornamental de soleira, bancadas e tampos de mesas, bem como na produção de agregados para concreto e enrocamento;
- Argilas e solos argilosos dos depósitos coluviais, para emprego como material impermeabilizante para aterros;
- Cascalhos e areias grossas, encontrados nos leitos atuais dos rios, barras, pontais e leitos abandonados nos terraços fluviais; usados para revestimento de estradas vicinais;
- Areias finas ferruginosas dos depósitos eólicos atualmente utilizadas no corpo de aterros de rodovias e como material de empréstimo para aterros da construção civil.

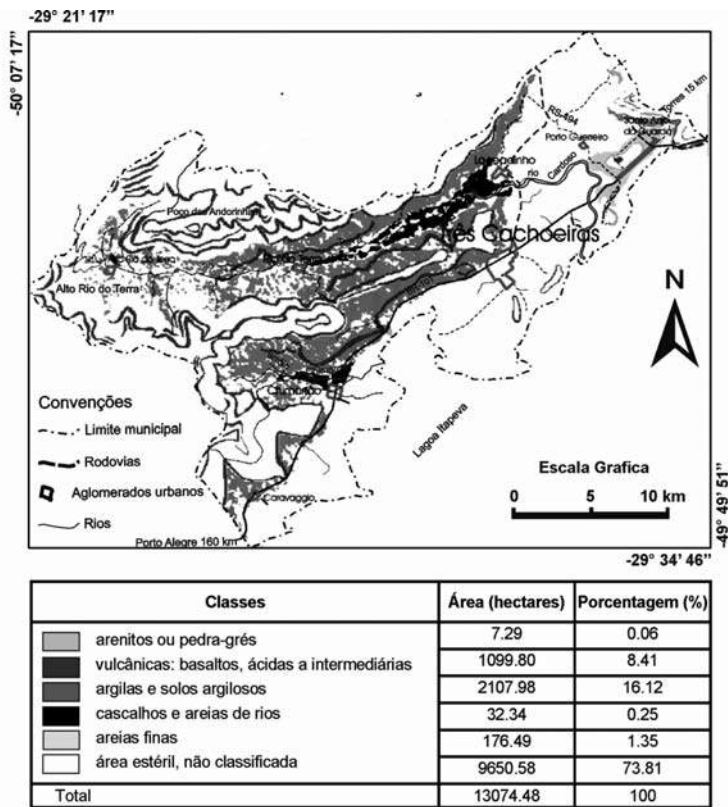


Fig. 3 – Carta de recomendação à extração de material para construção civil Município de Três Cachoeiras, RS.

4.6.1.2 – Carta de recomendação à agricultura

Este produto, obtido pelo cruzamento das cartas de declividades e de formações superficiais, com enfoque puramente geotécnico, surgiu da necessidade de identificar problemas de estabilidade

dos terrenos que podem ser originados pelo manejo agrícola inadequado quanto à cobertura/uso do solo. A distribuição destas classes pode ser observada na Figura 4 e na tabela anexada, sendo estabelecidas as seguintes classes:

- Recomendável para culturas temporárias ou cíclicas, porque a baixa declividade dos terrenos permite o manejo intensificado e periódico da superfície do solo, sem ocasionar problemas geotécnicos imediatos, como erosão;
- Recomendável para culturas permanentes, como reflorestamentos com eucalipto, plantio de banana; a declividade de até 30% em leques aluviais, colúvios e depósitos de encosta requer a fixação de raízes para que sejam minimizados problemas geotécnicos como escorregamentos, deslizamentos, quedas e rolamento de blocos;
- Desfavorável para agricultura, porque declividade, superior a 30% em coberturas coluviais e tálus associados a blocos de rocha, podem gerar movimentos de massa catastróficos como deslizamentos, rolamentos de blocos, etc., intensificados pelas práticas agrícolas.

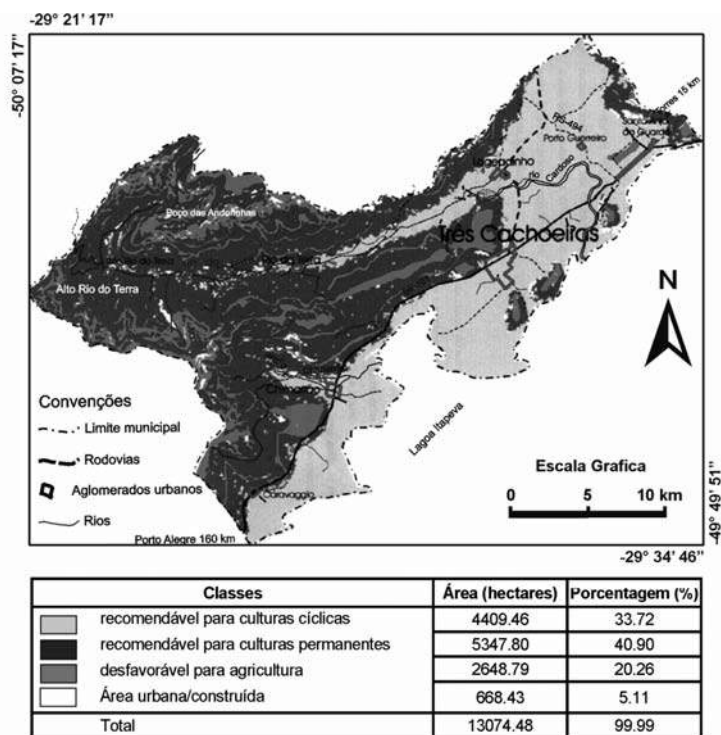


Fig. 4 – Carta de recomendação à agricultura Município de Três Cachoeiras, RS.

4.6.1.3 – Carta de recomendação à implantação de áreas de disposição de resíduos sólidos e loteamentos

Para a geração deste produto, considerou-se a potencialidade de contaminação do solo e subsolo em função dos efluentes gerados pela implantação de um sítio de disposição de resíduos sólidos como de alto risco, e por loteamentos de médio risco, face às características das rochas e sedimentos e sua definição como aquífero. Como base, usaram-se os trabalhos de Leite e Zuquette (1995,1996). Estas classes são observadas na Figura 5 e tabela anexa. Em função da variação de declividade, foram consideradas as áreas de maior ou de menor risco para implantação de moradias.

Sendo assim, foram cruzadas as cartas litológica, hidrogeológica e de declividades. Com isso, estabeleceram-se as novas classes:

- não recomendável para resíduos sólidos e loteamentos – zonas permanentemente alagadas ou alagadiças por longos períodos, o lençol freático é aflorante, ou é área de recarga de aquífero. Elevada vulnerabilidade à contaminação por chorume de aterros sanitários, lixões, e fossas ou sumidouros, ou ainda por efluentes de esgoto; áreas de altas declividades são áreas de risco para implantação de núcleos habitacionais;
- desfavorável para resíduos sólidos e loteamentos – altas declividades constituem risco para ocupação, e ainda aquelas onde existem aquíferos granulares ou de fraturas, que são passíveis de contaminação por chorume e efluentes de fossas ou sumidouros, áreas de preservação permanente protegidas por lei;
- desfavorável para resíduos sólidos e indicado para loteamentos – apresenta áreas de aquíferos costeiros, onde lençol freático é próximo à superfície; por esse motivo, são desfavoráveis para resíduos, entretanto, a topografia plana aliada às baixíssimas declividades e à drenagem permanente do terreno permite indicar para assentamento de lotes, desde que os cuidados necessários sejam tomados para não contaminação do subsolo por meio de adequado saneamento básico;
- favorável para resíduos sólidos e para loteamentos – áreas em que não existem aquíferos, mas aquícludes, e cujas declividades médias e baixas não constituem risco para ocupação humana nesses terrenos.

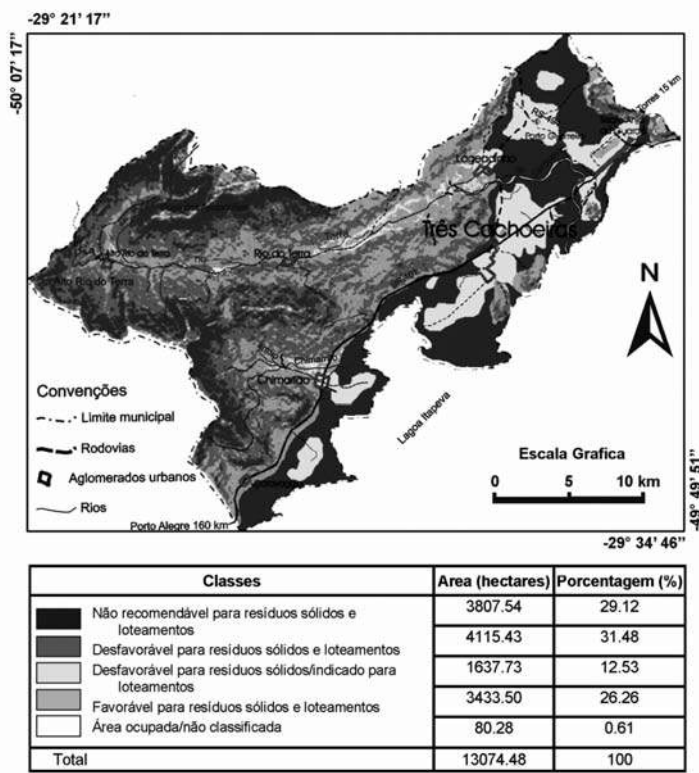


Fig. 5 – Carta de recomendação à implantação de áreas de disposição de resíduos sólidos e loteamentos Município de Três Cachoeiras, RS.

4.6.1.4 – Carta de recomendação à implantação de obras de infra-estrutura

Consideram-se obras de grande porte como barragens, estradas, dutovias, etc. e a implantação destas obras deve estar em conformidade com os declives, as condições de fundação do subsolo e a capacidade de suporte dos terrenos (Figura 6 e tabela anexa). Se estas características forem desfavoráveis podem comprometer a vida útil das obras e de seu funcionamento. Para isto, foram cruzadas as cartas de declividades e de formações superficiais, sendo então estabelecidas as classes:

- desfavorável à implantação – a fim de evitar áreas alagadas extremamente planas, provavelmente as possuem solos com baixa capacidade de suporte, desfavorável para fundações e sujeitas a subsidências, assim como áreas de declividades maiores que 12% com ocorrência de tálus, pois caracterizam terrenos muito instáveis aos cortes e fundações;
- implantar com ressalvas – requer cuidados geotécnicos, principalmente em áreas com até 30% de declive, evitando-se os depósitos de tálus, porque são instáveis quando cortados ou escavados;
- favorável à implantação – áreas bastante planas, que não estão sujeitas aos alagamentos; são os terraços lagunares, os sopés de colúvios e os terraços fluviais com declives suaves.

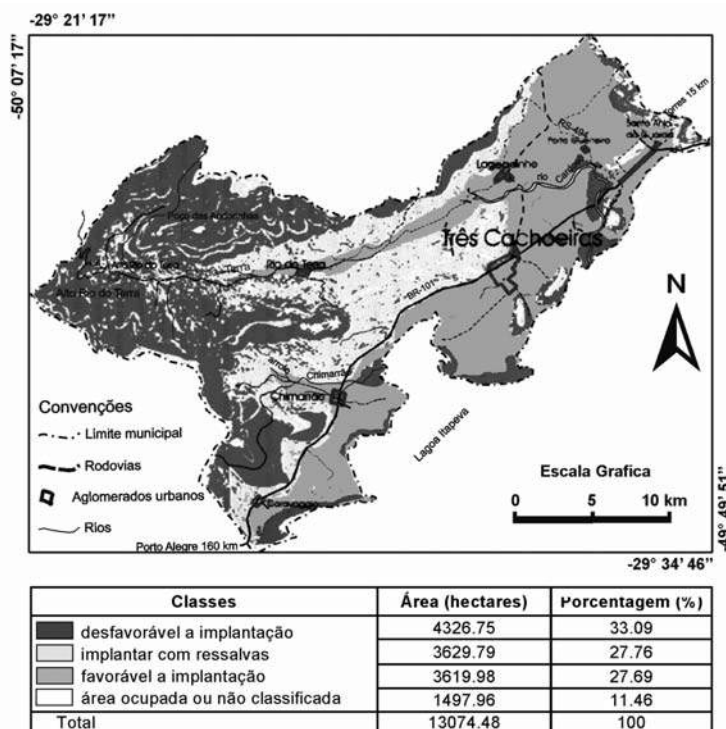


Fig. 6 – Carta de recomendação à implantação de obras de Infra-estrutura, Município de Três Cachoeiras, RS.

4.6.1.5 – Carta de recomendação à implantação de áreas de preservação ambiental e/ou à recuperação

Para este produto ser viabilizado, consideraram-se as informações atualizadas pela imagem de satélite, que indicou as áreas de mata nativa e zonas alagadas (banhados), as altas declividades dadas pela carta específica e outras áreas definidas como reservas ecológicas pela Resolução CONAMA nº 004 de 18.11.85. Assim, esta carta foi gerada por meio do cruzamento das cartas de

uso atual do solo, carta de declividades e limite de reservas ecológicas. Baseado nisso, produziram-se as classes citadas que estão representadas na Figura 7 e sua distribuição em área encontra-se na tabela anexa à mesma figura.

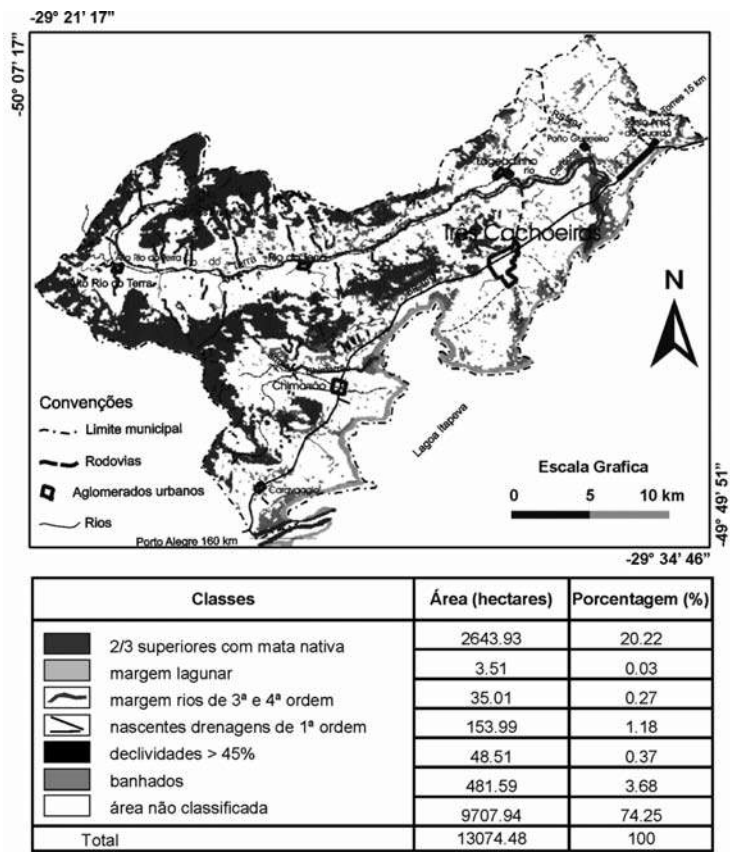


Fig. 7 – Carta de recomendação à implantação de áreas de preservação ambiental e/ou à recuperação, Município de Três Cachoeiras, RS.

5 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A fotointerpretação mostrou-se mais eficiente na extração da ordem de drenagem do que a carta plani-altimétrica, porque os rios de primeira ordem estavam omitidos na carta, contribuindo para que as nascentes fossem classificadas pelas drenagens desta ordem. Obteve-se a distinção das U. G. Serra Geral e Planície Lagunar. No entanto, na fotointerpretação, a semelhança entre padrões das rochas vulcânicas da Formação Serra Geral com as rochas areníticas da Formação Botucatu, não permitiu distinção devido à ocorrência de espessas coberturas coluviais e eluviais no contato entre essas rochas.

As variações deposicionais dentro da UG Planície Lagunar foram satisfatoriamente distinguidas na fotografia aérea. As areias eólicas pleistocênicas, ao contrário, assemelham-se em tonalidade e textura, são passíveis de ser confundidas com os depósitos de terraços lagunares, e são, assim, melhor distinguidas em campo.

As formações superficiais, em geral, foram mais satisfatoriamente visualizadas na foto do que as unidades de subsolo (rochas) por estarem aflorantes. Na escala da fotografia aérea (1:20.000), as morfoestruturas foram melhor visualizadas na zona serrana, e apresentam-se encobertas pelo manto de alteração nas áreas de transição com a planície costeira. Entretanto, a filtragem multidirecional permitiu processar a imagem e investigar melhor este alvo.

Pelas observações de campo, foram individualizadas as rochas da "seqüência mesozóica" observadas durante a fotointerpretação, o que permitiu constatar uma zona de ocorrência predominante do Arenito Botucatu na porção nordeste do Município, com pequenas coberturas de rochas vulcânicas. Na porção oeste, caracterizada por ser a região mais elevada da área, há uma certa diversidade de rochas vulcânicas, e ali as rochas básicas dão lugar às rochas ácidas a intermediárias em direção ao topo das elevações. Também foram individualizadas em campo as areias eólicas ferruginosas, separadas dos depósitos de terraços lagunares.

Observou-se que os terrenos situados em altas declividades, como os depósitos de tálus e colúvios com solo descoberto são os mais susceptíveis a movimentos de massa, mas colúvios com baixa declividade apresentaram marcas de movimentos de massa sobre áreas de agricultura em fase de pousio. Os depósitos holocênicos, lagunares e deltáicos estão sujeitos a subsidências, por serem materiais com baixa capacidade de suporte para obras civis, devido à tendência à presença de argilas expansivas.

Devido ao pouco aproveitamento do potencial de exploração de material para construção civil, há necessidade de zoneamento geotécnico baseado na carta de recomendação à extração de materiais para construção civil apresentada neste trabalho. Nesta carta, mais de 25 % da área é promissora e os bens minerais podem ser prospectados e/ou explotados mediante levantamentos detalhados.

A classificação de imagem de satélite mostrou-se um eficiente método para obter as informações de cobertura e uso do solo; podendo ser atualizada periodicamente, pois há uma diversidade de produtos orbitais disponíveis no mercado, inclusive gratuitamente. Os campos predominam em Três Cachoeiras, seguidos pela mata nativa, que ocupa quase um quarto da área estudada. Na planície, predomina a atividade agrícola, seguida pela área alagada. As áreas alteradas (solo descoberto) perfazem menos de 2,0 % do total do Município.

O emprego do geoprocessamento permitiu calcular os valores das áreas das classes para todos os temas, suas dimensões de forma muito mais rápida quando em comparação aos métodos convencionais de medição. O MDE foi suficiente para determinar a altimetria e calcular as declividades como áreas críticas com pendentes maiores que 45% e definir às áreas de preservação permanente. A partir de dados vetorial e raster, o SIG mostrou eficácia na elaboração de produtos derivados de cruzamentos, o que permitiu a recomendação de zonas de uso para diversas atividades e o estabelecimento de limites de reservas ecológicas, possibilitando delimitar bem as áreas de preservação ambiental do Município, dado importante para a gestão ambiental.

A carta hidrogeológica aponta pequena área aflorante para a ocorrência do Aquífero Guarani no Município, importante fonte para abastecimento público. A ocorrência do Aquífero Guarani em sub-

superfície pode ser mais investigada por meio de pesquisa hidrogeológica e execução de poços profundos. O aquífero fraturado das rochas vulcânicas pode também fornecer água de boa qualidade.

A carta de recomendação à agricultura mostra que um quinto da área não é recomendável à atividade agrícola, devido, principalmente, às altas declividades que comprometem a dinâmica superficial das rochas e solos, e que facilitam os movimentos de massa e os processos erosivos.

Pela carta de recomendação à implantação de áreas de disposição de resíduos sólidos e de loteamentos, observou-se que o Município dispõe mais 25% do território onde tais atividades podem assentar-se sobre depósitos coluvionares, que têm baixa permeabilidade e inclinações médias. Em uma área de 38 %, podem ser implantados loteamentos sobre depósitos de terraços lagunares, pela baixa declividade e por não oferecer risco de ocupação.

A carta de recomendação à implantação de obras de infra-estrutura revela áreas desfavoráveis à implantação de obras em mais de um terço do Município, observando-se que obras de infra-estrutura estão localizadas, em sua maioria, sobre a zona favorável à implantação.

A carta de recomendação à implantação de áreas de preservação ambiental e/ou destinadas à recuperação indicou zonas com mata nativa, com banhados, de alta declividade e áreas de preservação permanente definidas desde a Resolução CONAMA nº 004, de 18.11.1985. A área de Três Cachoeiras integra a Reserva da Biosfera da Mata Atlântica e a presença desta floresta remanescente significa a manutenção das condições ambientais favoráveis para estabilidade de terrenos frágeis situados em alta declividade sujeitos à erosão e movimentos de massa, fenômenos comuns na encosta serrana do litoral norte do Rio Grande do Sul.

Os banhados formam um conjunto de ecossistemas costeiros e propiciam que espécies vegetais e animais, incluindo as migratórias, desenvolvam-se sem risco de extinção e devem ser preservados. Foram também indicadas áreas de preservação permanente nas margens de rios e da lagoa Itapeva, os quais podem ser recuperadas com a introdução de cobertura vegetal nativa daqueles ecossistemas. Recomenda-se que seja feita a delimitação das áreas de preservação ambiental com base em estudos semelhantes aos discutidos, cujo enquadramento oficial poderá beneficiar atividades ambientalmente sustentáveis no Município de Três Cachoeiras.

6 – AGRADECIMENTOS

Ao Centro Estadual de Pesquisas em Sensoriamento Remoto e Meteorologia/UFRGS, pela infra-estrutura de apoio e à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES, pelo apoio à pesquisa. À Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária – Embrapa e à Universidade Federal do Paraná.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Araújo, A. H.; Carvalho Jr. (1994) – *Arquitetura e implementação computacional de filtros digitais multidirecionais para aplicação na detecção de lineamentos estruturais e contatos geológicos*. In: Congresso Brasileiro de Geologia, 38, Balneário Camboriú, 1994. Resumos Expandidos, SBG: p.335-337.
- Ayup-Zouain, R. N. (1991) – *Aplicação de Técnicas Especiais de Sensoriamento Remoto para o estudo de canais lagunares temporais em sistemas costeiros*. In: 4º Simpósio de Geografia Física Aplicada, 1991, Porto Alegre. ANAIS. Porto Alegre, RS, Brasil, 1991. v. 1, pp. 637-638.
- Câmara, G.; Souza, R. C. M.; Freitas, U. M.; Garrido, J. C. P. (1996) – *SPRING: Integrating Remote Sensing and GIS with Object-Oriented Data Modelling*. Computers and Graphics, vol.15, n.6, July 1996, pp.13-22.

- Chavez Jr., P. S.; Berlin, G. L.; Sowers, L. B. (1982) – *Statistical method for selecting Landsat MSS ratios*. Journal of Applied Photographic Engineering, v. 8, pp. 23-31.
- Christofoletti, A. (1974) – *Geomorfologia*. Edgard Blücher/Edusp, São Paulo, 230p.
- CONAMA – Conselho Nacional de Meio Ambiente (2008) – *Legislação ambiental brasileira*, disponível: <http://www.mma.gov.br/port/conama/legi.cfm>
- CPRM – Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (2008) – Mapa Geológico do Rio Grande do Sul. Escala 1:750.000. CPRM/MME. Disponível <http://www.cprm.gov.br/>
- CPRM – Companhia de Pesquisa de recursos Minerais – *Diagnóstico Preliminar dos Aspectos Ambientais do Litoral Norte do Rio Grande do Sul* – RS. 1994. Litoral Norte do Rio Grande do Sul – LINORS. Disponível: <http://www.cprm.gov.br>
- Gomes, L; Tricart, J.; Trautmann, J. (1987) – *Estudo ecodinâmico da estação ecológica do Taim e seus arredores: planície costeira do Rio Grande do Sul*. Ed. da Universidade, UFRGS, Porto Alegre, 84 p.
- Hoff, R. (1996) – *Técnicas de sensoriamento remoto e geoprocessamento aplicadas ao mapeamento geológico/geotécnico no Município de Três Cachoeiras, litoral norte do RS*. Dissertação de Mestrado, CEPSSRM/UFRGS, Porto Alegre, 132 p., Ilustr.
- Hoff, R.; Vaccaro, S.; Krob, A. J. D. (2008) – Aplicação de geotecnologias: detecção remota e geoprocessamento: para a gestão ambiental dos recursos hídricos superficiais em Cambará do Sul, RS, Brasil. Tekhné, Barcelos, v. 6, n. 10, pp. 103-127.
- Horn Filho, N.; Loss, E. L.; Tomazelli, L. J.; Villwock, J. A.; Dehnhardt, E. A.; Koppe, J. C. (1984) – *Mapa Geológico das Folhas de Três Cachoeiras e Torres*. In: Atlas Geológicos da Província Costeira do Rio Grande do Sul. CECO/DGC, Instituto de Geociências, UFRGS, Porto Alegre.
- Horn F., N. O.; Villwock, J. A.; Dehnhardt, E. A.; Tomazelli, L. J.; Loss, E. L. ; Bachi, F. A.; Godolphim, M. F. (1988) – *Mapeamento Geológico da Província Costeira do Rio Grande do Sul*. In: Simpósio Sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras: Origem, Características Geotécnicas e Experiência de Obras, 1988, Rio de Janeiro. ANAIS. Rio de Janeiro. v. 2, pp. 1-21.
- IBGE – Fundação IBGE – *Levantamento dos recursos naturais. Folha Porto Alegre. Uruguaiana e Lagoa Mirim*, v. 33. Fibge, rio de janeiro, 796 p. 1986/2003 - Cd-Rom.
- IPARDES - Instituto Paranaense de Desenvolvimento Econômico e Social (1995) – *Diagnóstico ambiental da APA de Guaraqueçaba*. 166 p., Curitiba (IPARDES), 2ª ed.
- Leite, J. C. ; Zuquette, L. V. (1995) – Carta de susceptibilidade à contaminação e poluição das águas subsuperficiais de Ribeirão Preto, SP. In: REGEO'95 - III Simpósio de Barragens de Rejeitos e Disposição de Resíduos, v. 2, pp. 453-460.
- Leite, J. C. ; Zuquette, L. V. (1996) – Atributos fundamentais à elaboração da carta de susceptibilidade a contaminação e poluição das águas subsuperficiais. In: VIII Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, pp. 647-657.
- Leite, J. C. (1995) – *Metodologia para elaboração de cartas de susceptibilidade à contaminação e poluição de águas subsuperficiais*. Dissertação de mestrado: Escola de Engenharia de São Carlos – USP.

- Mattos, J. T.; Vedovello, R. (1992) – *Compartimentação fisiográfica para Zoneamento Geotécnico através de Sensoriamento Remoto Orbital*. In: 37º Congresso Brasileiro de Geologia, 1992, São Paulo, 1992. Boletim de resumos expandidos, pp. 149-149.
- Merico, L. F. K. (1987) – *A estabilidade do meio morfodinâmico e sua aplicação no planejamento ambiental*. In: III Simpósio Sul-Brasileiro de Geologia, Atas. Curitiba: SBG.
- Moreira, E. C.; Zuquette, L. V. (1993) – *Avaliação do sistema de informação geográfica para aplicação em mapeamento geotécnico*. In: 1º Simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica, Anais. São Paulo.
- Novo, E. M. L. M. (1989) – *Sensoriamento Remoto, Princípios e Aplicações*. Ed. Edgar Blucher.
- Okida, R.; Veneziani, P. (1994) – *Caracterização de área de riscos associadas a escorregamentos e inundações através de técnicas de sensoriamento remoto: uma proposta metodológica*. In: Congresso Brasileiro de Geologia, 38., 1994, Camboriú. Boletim de Resumos Expandidos. Camboriú: SBG, 1994, pp. 451-452.
- Ricci, M.; Petri, S. (1965) – *Princípios de Aerofotogrametria e Interpretação geológica*. Companhia Editora Nacional, 226p.
- Schowengerdt, R. A. (1983) – *Techniques for Image Processing and Classification in Remote Sensing*. Academic Press. N.Y.
- Soares, P. C.; Fiori, A. P. (1976) – *Lógica e sistemática na análise e interpretação de fotografias aéreas em geologia*. In: Notícias Geomorfológicas, 1976. 16(32): 71-104.
- SPVS – Sociedade de Proteção a Vida Selvagem (1992) – *Plano Integrado de Conservação para a Região de Guaraqueçaba*, Paraná, Brasil. Vol. I. Curitiba, Paraná. 83 p.
- Strahler, A. H.; Strahler, A. (1996) – *Physical geography*. New York: John Wiley.
- Suertegaray, D. M.; Nunes, E. S. L.; Weber, E. J.; Gonçalves, G. A.; Duarte, G. F.; Moraes, M. R.; Hoff, R. (1994) – *Diretrizes para o gerenciamento ambiental da barreira quaternária da laguna dos Patos*. In: COBRAC - 1994, 1º Congresso Brasileiro de Cadastro Técnico Multifinalitário. Tomo II, pp. 29-35, Florianópolis - SC.
- Tomazelli, L. J.; Villwock, J. A. (1991) – *Geologia do sistema lagunar holocênico do Litoral Norte Do Rio Grande do Sul*. Rev. Pesquisas em Geociências, 18(1): 13-24.
- Tricart, J. (1977) – *Ecodinâmica*. SUPREN - IBGE, Rio de Janeiro.
- University of Maryland. *Global Land Cover Facility* (2008) – NASA/UMIACS.
[Http://glcf.umiacs.umd.edu/index.shtml](http://glcf.umiacs.umd.edu/index.shtml)
- USGS – United States geological survey. *Shuttle radar topography mission* (2008) – USGS/NASA.
[Http://srtm.usgs.gov/](http://srtm.usgs.gov/)
- Velasques, I. F.; Bered, A.; Dobrovolski, R. (1992) – *O macrozoneamento costeiro do Rio Grande do Sul, metodologia de abordagem, programa de gerenciamento costeiro* - GERCO/ RS, Fundação Estadual de Proteção Ambiental - FEPAM, relatório 14 p., Porto Alegre.
- Veneziani, P.; Anjos, C. E.; Gomes, A. O.; Valério Filho, M. ; Kurkdjian, M. L. N. O.; Florenzano, T. G. (1990) – *Contribuição da geologia para a atualização do macrozoneamento da Região*

- do Vale do Paraíba e Litoral Norte do Estado de São Paulo com a utilização de dados de imagens TM-Landsat.* In: Congresso Brasileiro de Geologia, 36, 1990, Natal. Boletim de Resumos.
- Verdinelli, M. E. P.; Verdinelli, M. A. (1994) – *Cadastro Técnico Multifinalitário e Gestão Ambiental de Zonas Costeira.* In: I Congresso Brasileiro de Cadastro Técnico Multifinalitário., 1994, Florianópolis, SC. Anais do I COBRAC Tomo II. Desenvolvimento Tecnológico e o Cadastro Técnico Multifinalitário. pp. 93-97.
- Villwock, J. A.; Tomazelli, L. J. (1995) – *Geologia costeira do Rio Grande do Sul.* Notas técnicas. CECO/IG/UFRGS, 45 p., Porto Alegre.
- Weber, E.; Duarte, G. F.; Frank, M.; Hoff, R.; Zomer, S.; Bassani, E.; Junqueira, I. (1998) – Estruturação de sistemas de informação ambiental em bacias hidrográficas: o caso da Bacia Hidrográfica do Rio Caí - RS. In: Congresso E Feira Para Usuários De Geoprocessamento, 4, 1998, Curitiba, Anais [S.l.: s.n., 1998]. Não paginado. GIS Brasil 98.
- Zuquette, L. V. (1987) – *Análise crítica da cartografia geotécnica e proposta metodológica para condições brasileiras.* (Tese de Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos - USP, São Carlos.
- Zuquette, L.V.; Gandolfi, N. (1992) – *Mapeamento geotécnico da região de Campinas (SP, Brasil)) e sua importância para o planejamento regional.* Geociências, São Paulo, v.11, n.2, pp.191-206.

DINÂMICA URBANA E RISCOS GEO-AMBIENTAIS NA REGIÃO METROPOLITANA DE NATAL, NORDESTE DO BRASIL

Urban dynamics and geo-environmental risks in the metropolitan area of Natal, Northeast Brazil

Guttenberg Martins*

Manoel Lucas Filho**

George Satander Sá Freire***

RESUMO – A Região Metropolitana de Natal (RMN), Nordeste do Brasil, é formada por nove municípios onde habitam 1,25 milhões de pessoas. Nesta afloram terrenos sedimentares de idade cenozóica e quaternária na porção litorânea e rochas gnáissicas pré-cambrianas no interior continental. Na RMN, as reservas hídricas estão constituídas pelas lagoas de médio porte, pelas bacias hidrográficas dos rios Potengi, Ceará-Mirim e Trairi; e pelos recursos hídricos do aquífero dunas-barreiras. Neste trabalho, a expansão da área urbana nas últimas décadas foi analisada com o suporte na variação temporal de imagens LANDSAT e CBERS. Nesta análise observam-se duas tendências principais: a expansão da área urbana no entorno do Rio Potengi e na faixa litorânea. Como decorrência direta desta expansão ocorre dois tipos de riscos geo-ambientais de alta relevância, a depreciação da qualidade dos recursos hídricos subterrâneos e a interferência nos processos de erosão na linha de costa e nos complexos estuarinos.

SYNOPSIS – The Metropolitan Area of Natal (RMN), northeast of Brazil, is constituted by nine districts where reside ca. 1.25 million inhabitants. In the RMN, the coastal sector is formed by sedimentary rocks and in the continental interior crops out precambrian gneissic rocks. The hydric resources are concentrated mainly in the minor lakes, hydrological basins of the Potengi, Trairi and Ceará-Mirim rivers and in the dunas-barreiras aquifer. Here, the growth of RMN was analyzed with support of LANDSAT and CBERS orbital images. This analysis demonstrated that its expansion takes place around the estuary of the Potengi river and in the coastal plain. The high relevance geo-environmental risks identified directly with the urban expansion are the depreciation of the hydric resources and the increase of rate of erosion in the shore line and in estuarine complexes.

PALAVRAS CHAVE – Dinâmica urbana, riscos geo-ambientais, região metropolitana.

1 – INTRODUÇÃO

Situada no litoral oriental do Estado do Rio Grande do Norte, Nordeste do Brasil, a Região Metropolitana de Natal (RMN) é formada por nove municípios (Natal, Parnamirim, São Gonçalo

* Professor Adjunto III, Geólogo, Departamento de Geologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil. Email: gm@ufc.br

** Professor Titular, Engenheiro Civil, Departamento de Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Brasil. Email: lucas@ct.ufrn.br.

*** Professor Associado, Geólogo, Departamento de Geologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil. Email:

do Amarante, Macaíba, Ceará-Mirim e Extremoz. São José do Mipibú, Nísia Floresta e Monte Alegre), situados numa área de 2.511,80 Km², totalizando uma população de ca. 1,25 milhões de habitantes. E ao longo da sua evolução histórica, o município de Natal sempre constituiu o centro político e econômico.

A RMN apresenta desigualdades acentuadas, as quais foram impulsionadas pelo aporte de investimentos em infra-estrutura, nas atividades industriais e habitações no seu centro. Entretanto no período 1991-2000 ocorreu uma inversão no sentido de crescimento populacional de forma que os municípios periféricos têm apresentando crescimento maior (Parnamirim – 7,9% São Gonçalo do Amarante – 4,9%, Macaíba – 2,7% e Natal – 1,8%; cf. Pessoa *et al.*, 2005). A figura 1 apresenta localização geográfica com limites dos municípios que formam a região metropolitana de Natal (RMN), além das principais estradas e a mancha urbana desenvolvida até um ano de 2000.

Os principais vetores propulsores da expansão urbana na RMN são os empreendimentos turísticos na região litorânea suportados pelos os investimentos estrangeiros, além da implantação de condomínios verticais e empreendimentos comerciais nos principais eixos viários. Desta forma, o crescimento da área urbana vem integrando áreas tradicionais suportada por infra-estrutura às áreas reservadas para expansão imobiliária. E ainda, num segundo plano destaca-se ainda a implantação de condomínios horizontais em áreas de menor valor agregado ao longo de eixos viários secundários. Até o final desta década, a RMN contará com investimentos em obras de alto impacto sócio-ambiental (Ponte Forte-Redinha, Aeroporto de São Gonçalo, Via Metropolitana, duplicação da BR-101, Marina de Natal), os quais proporcionarão nova dinâmica físico-territorial num quadro de déficit habitacional e planejamento deficiente, desencadeando incremento das pressões antrópicas sobre o ambiente natural (Clementino, 2007, SEMPLA, 2006).



Fig. 1 – Localização da Região Metropolitana de Natal-RN (RMN), divisões intermunicipais, principais estradas e mancha urbana desenvolvida até ano de 2000.

Neste artigo, as relações entre a dinâmica urbana e riscos geo-ambientais na região metropolitana de Natal-RN serão abordadas pela análise dos impactos sobre os recursos hídricos subterrâneos e os processos de erosão e sedimentação em ambientes costeiros.

2 – MEIO FÍSICO E RECURSOS HÍDRICOS

A região metropolitana de Natal apresenta precipitações médias anuais de 1.500 mm na faixa litorânea, variando para 750 mm nas regiões interiores, médias anuais de temperaturas de 26,6°C com variações de amplitude de 2,6°C, umidade relativa do ar de 77% com pequena variação ao longo do ano e ventos com velocidades superiores a 3,5 m/s oriundo do quadrante E-SE.

Em termos geológicos, a RMN apresenta o interior continental formada por rochas gnáissicas, migmatitos e graníticas de idade pré-cambrianas e a região litorânea por terrenos sedimentares de idade cenozóica e quaternária. Na região litorânea, os terrenos de idade cenozóica são representados arenitos fluviais a fluvial-costeiros da Formação Barreiras. Essas rochas apresentam uma superfície tabular com fraco mergulho estrutural para o oceano, comportando falésias antigas situadas próximas à linha de costa e falésias ativas. Os registros geológicos de idade quaternária constituem depósitos sedimentares relacionados com a dinâmica da interação oceano-continente. Destacam-se os depósitos fluviais formados por bancos arenosos, camadas de lama e níveis de turfas; os depósitos lacustres formados camadas areno-argilosas com algumas lentes de diatomito; cordões lineares de arenitos de praia e os depósitos eólicos, um conjunto formado pelas dunas móveis e fixas.

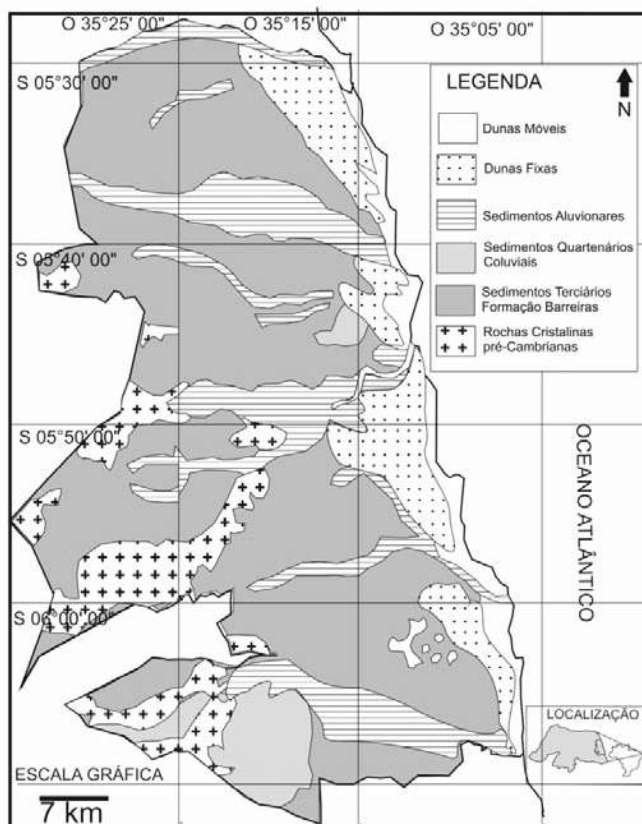


Fig. 2 – Mapa Geológico simplificado da Região Metropolitana de Natal (RMN).

Os recursos hídricos superficiais da RMN são constituídos pelas lagoas de médio porte posicionadas sobre os sedimentos terciários do Grupo Barreiras, onde destacam-se as lagoas de Jiquí, Bomfim e Extremoz, pequenas lagoas interdunares e as bacias dos Rio Potengi, Ceará-Mirim, Pirangi, Trairi e Rio Doce. As lagoas de médio porte, tais como Bonfim, Jiquí e Extremoz são utilizadas para abastecimento dos centros urbanos. A lagoa de Extremoz tem capacidade de exploração de 20 milhões de m³/ano e a lagoa do Jiquí de 12 milhões de m³/ano. O sistema lacustre Bonfim é composto principalmente pelas lagoas do Bonfim Redonda, Boa Água, Ferreira Grande, Carcará e Urubu e tem capacidade para acumular 83 milhões de metros cúbicos de água (Pereira *et al.*, 2000). O sistema lacustre Bonfim suporta um sistema adutor com 315 km de extensão com uma vazão média de 240 litros/segundo, destinado a abastecer uma população de 150.000 habitantes da região semi-árida do Estado do Rio Grande do Norte (Pereira *et al.*, 2003).

Os recursos hídricos subterrâneos da RMN estão confinados no sistema aquífero dunas-barreiras, formados por dois aquíferos, dunas e barreiras que apresentam conectividade através de drenagem descendente vertical (Melo *et al.*, 1990). Em muitas situações, esta conectividade ocorre através de uma camada argilosa de baixa permeabilidade (aquitrado). Apesar de constituir-se como a principal fonte de abastecimento de várias cidades da RMN, o funcionamento hidráulico deste sistema permanece pouco estudado.

O aquífero Dunas é composto pelas areias finas a média de espessura variável derivadas dos campos dunares ou de colúvios e detritos da formação Barreiras. De caráter livre, sua superfície piezométrica tanto aflora formando fontes como atinge a profundidade de 30 m. O aquífero Barreiras é composto por camadas areno-argilosas de granulação média a grossa com espessura média de 35 m. Mas, em algumas situações, o aquífero Barreiras encontra-se capeado por camadas argilosas caracterizada como aquitrado o que lhe atribui o caráter de semi-confinamento. O aquífero apresenta geralmente vazões de exploração elevadas (vazões da ordem de 100 m³/h) mas variáveis em função da espessura dos sedimentos do Grupo Barreiras. O limite inferior do aquífero Barreiras é o topo da sequência carbonática mesozóica (formação Jandaíra) constituída por sedimentos areno-argilosos a argilosos de composição calcifera ou nas áreas mais interiores, os terrenos cristalinos de idade pré-cambriana. Dados obtidos por diversos estudos apontam valores de transmissividades na ordem de $2,8 \times 10^{-3}$ a $9,2 \times 10^{-3}$ m²/s e permeabilidade em torno de $4,1 \times 10^{-4}$ m/s para o aquífero Barreiras, e para o aquífero Dunas, os valores de transmissividade encontram-se na ordem de $2,2 \times 10^{-3}$ a $2,6 \times 10^{-3}$ m²/s e de permeabilidade de $2,0 \times 10^{-4}$ a $2,7 \times 10^{-4}$ m/s (Melo *et al.*, 1990).

3 – SÍNTESE DAS CARACTERÍSTICAS GEOAMBIENTAIS

Para os objetivos deste trabalho, duas macro-unidades geoambientais foram diferenciadas na RMN, a borda do interior continental e a região litorânea. A última unidade foi subdividida em zona transicional e planície litorânea. O quadro 1 sintetiza as principais características geológicas, geomorfológicas, pedológicas, hidrológicas e hidrogeológicas das unidades geoambientais da Região Metropolitana de Natal.

A borda do interior continental é composta pela depressão sertaneja — uma extensa área situada na porção oeste da RMN com relevo ondulado esculpido em rochas pré-cambrianas. Neste setor foram formados canais fluviais amplos com vertentes de baixo declive onde se encontra depósitos aluviais e coluviais. A região litorânea é composta pelos tabuleiros costeiros e pela planície litorânea. Os tabuleiros costeiros correspondem a uma zona transicional entre o interior e o litoral que apresenta relevo plano-ondulado dissecado por uma rede fluvial instalada sobre os arenitos de cenozóica da Formação Barreiras.

A planície litorânea é a região continental de relevo suave em contato direto com o oceano, sendo formada pelos campos dunares, praias, planícies de maré e estuários. As praias são predomi-

Quadro 1 – Descrição das principais características geológicas, geomorfológicas, pedológicas, hidrológicas e hidrogeológicas das unidades geoambientais da Região Metropolitana de Natal.

UNIDADES		GEOMORFOLOGIA	GEOLOGIA	PEDOLOGIA	HIDROLOGIA	HIDROGEOLOGIA	
BORDA DO INTERIOR CONTINENTAL		DEPRESSÃO SERTANEJA	Rochas cristalinas pré-cambrianas	Neossolos litólicos eutróficos e planossolos háplicos e hidromórficos	Planícies fluviais das bacias dos rios Potengi, Trairi, Ceará-Mirim e Jundiá	Aquífero fissural em rochas cristalinas e/ou aluvionar	
REGIÃO LITORÂNEA	ZONA TRANSICIONAL	TABULEIROS COSTEIROS	Arenitos da Formação Barreiras	Argissolo amarelo abruptico plinthico, e latossolo amarelo distrófico	Planícies fluviais, fluvio-estuarinas, complexos de lagoas (Jiquí, Extremoz, Bonfim, outras).	Aquíferos semi-confinados a livres na Formação Barreiras	
	PLANÍCIE LITORÂNEA	CAMPOS DUNARES	Depósitos de areias quartzosas com intercalações de níveis argilosos	Areias quartosas distróficas marinhas	Formação de pequenas lagoas interdunares	Sistema aquífero dunas-barreiras. Zona de recarga.	
		PLANÍCIES DE MARÉ	Depósitos de areias quartzosas	Neossolos quartzarênicos órticos	Fluxo e refluxo de marés	Aquífero livre com escoamento difuso	
		PRAIAS	Estirâncio Pós-praia terraços litorâneos	Depósitos de areias quartzosas	Areias quartzosas distróficas marinhas	Fluxo e refluxo de marés	Aquífero livre com escoamento difuso
		ESTUÁRIOS	Depósitos de areias e argila	Gleissolos sálicos	Fluxo e refluxo de marés	Aquífero livre com escoamento difuso	

nantemente arenosas, com pequenos trechos apresentam falésias ativas formadas pelos arenitos da Formação Barreiras. Os campos dunares estão presentes praticamente ao longo de todo o litoral da RMN. Próximos às praias ocorrem como dunas primárias não vegetadas e avançam para o continente como dunas parabólicas não vegetadas, passando a serem vegetadas posteriormente. Na RMN, as planícies de maré não estão muito bem caracterizadas em função dos perfis suaves de praias. Os estuários são formados por áreas rebaixadas ocupadas por manguezais em desembocaduras fluviais dos rios Maxaranguape, Ceará Mirim, Doce, Potengi e Pirangi. O principal complexo estuarino está instalado na desembocadura dos rios Jundiá – Potengi, perfazendo uma área ampla desde a linha de costa até ao município de Macaíba (cerca de 20 km lineares).

4 – DINÂMICA URBANA

Nas cidades litorâneas do nordeste do Brasil, os setores da construção civil e turístico têm atraído na última década um volume significativo de capital destinado a implementar unidades de hotelaria, resorts integrados com condomínios re-sidenciais, flats, loteamentos, entre outros. Este fenômeno tem sido chamado de “imobiliário turístico” (Assis, 2006). A expansão sinérgica dos setores imobiliários e turísticos tem incrementado novos usos para a planície litorânea. Segundo Ferreira e Silva (2007), o aumento no valor do solo, sua transformação rápida de rural para urbano,

a “competição” pelo monopólio das melhores localizações, paisagens e “espaços de lazer” contribui para uma recente modificação na tradicional articulação entre os elementos constituintes do território metropolitano no litoral do nordeste do Brasil.

Na Região Metropolitana de Natal, as pressões advindas da expansão imobiliária e turística pela ocupação da faixa litorânea apresentam duas características físico-territoriais: a expansão da área urbana no entorno do estuário do Rio Potengi e ocupação de áreas não urbanizadas e não necessariamente contíguas à área urbana e de modo preferencial na planície litorânea.

A expansão da área urbana no entorno do estuário do rio Potengi tem sido uma tendência histórica caracterizada por diversos autores (e.g; Cunha, 2004 e FADE, 2006). A partir do sítio histórico (Fortaleza dos Reis Magos), onde estavam os principais equipamentos militares instalados pelos colonizadores portugueses, a evolução da área urbana apresentou a tendência de ocupar os espaços de menor declividade e de drenagem natural mais eficiente, ou seja, de menor risco às inundações. Posteriormente, ocorreu a integração das praias como espaços urbanos de lazer, e ainda, recentemente, a articulação entre as malhas viárias das duas margens do estuário.

A dinâmica de desenvolvimento imobiliário na RMN encontra-se centrada em grandes eixos da malha viária que margeiam praias e áreas de proteção ambiental. Entre os principais eixos, destaca-se o formado no entorno do Parque das Dunas (Via Costeira, avenidas Prudente de Moraes e Salgado Filho) e seus prolongamentos no sentido sul (Rota do Sol, BR-101).

Por outro lado, a ocupação de áreas não urbanizadas e não necessariamente contíguas à área urbana constitui uma tendência de expansão não tradicional e de evolução recente. Dados obtidos nos órgãos ambientais e no IBGE (2000, 2004) apontam que no município de Nísia Floresta, distante 43 Km de Natal, apresentava 3.200 unidades em licenciamento, construção ou já executadas no período entre 2000 e 2006. Uma característica particular dos empreendimentos imobiliários em Nísia Floresta é que eles concentram-se nas praias de Búzios, Tabatinga, Camurupim, Barreta e Pirangi do Sul (7,5% do seu território).

5 – ANÁLISE DA EVOLUÇÃO DA ÁREA URBANA

Neste trabalho, a evolução da área urbana na RMN foi analisada pela utilização de técnicas de processamento digital de imagens (PDI). Imagens LANDSAT da RMN obtidas num intervalo de 26 anos (09/06/1975 – 04/08 2001) pelas plataformas LANSAT 1 e LANDSAT 7 ETM+ foram processadas para a obtenção de imagens falsa-cor (bandas 7-5-4 para Landsat 1 e bandas 7-5-3 para LANDSAT 7 ETM+) e classificadas pelo método não supervisionado K-means com 25 classes e 3 iterações, sendo posteriormente transformada para imagens em escala de cinza com 16 bites. Os resultados obtidos estão apresentados na figura 3.

A análise visual dos produtos obtidos pelas técnicas descritas anteriormente denotou as seguintes feições: (1) A expansão e adensamento da área urbana no entorno do estuário do rio Potengi marcada pelo aumento de tons escuros de cinza entre as duas imagens; (2) a redução de área de vegetação densa situada ao norte da cidade de São Gonçalo do Amarante (porção centro-nordeste das imagens); (3) a preservação dos campos dunares vegetados do Parque da Costeira e de Ponta Negra; (4) ocupação da área situada entre o campo de dunas móveis de Redinha Nova – Genipabu e a faixa de praia; (5) a expansão da área urbana da cidade do Natal na direção N-NE para o entorno da lagoa de Extremoz e do campo de dunas móveis de Genipabu.

Com a análise dos produtos obtidos das imagens LANDSAT 1 e LANDSAT 7 ETM+, observa-se que a área urbana da RMN encontra-se centrada no entorno do estuário do Rio Potengi, perfazendo um grande “arco” urbano entre a foz do rio Potengi e cidades de São Gonçalo do Amarante, Parnamirim e Macaíba. A expansão da área urbana da RMN a evoluiu com a ocupação de campos dunares vegetados e faixas de praias da planície litorâneas e secundariamente dos tabuleiros costeiros.

Outro produto utilizado para a análise visual foi uma imagem CBERS de alta resolução espacial (pixel=2,7 m²) captada pelo sensor HRC (High Resolution Câmera) em banda pancromática (0,5 -0,8 µm) em 20/10/2008. Como se observa na figura 4, várias intervenções antrópicas foram implantadas ao longo dos últimos 50 anos na faixa de praia e no estuário do rio Potengi. Dentre as intervenções, destacam-se a implantações de espigões na Praia de Areia Preta, de guias correntes na desembocadura do rio Potengi, expansão do cais do porto, etc.

6 – RISCOS GEO-AMBIENTAIS

Diante do quadro anteriormente apresentado, observa-se que expansão da área urbana na RMN vem se desenvolvendo com a ocupação de ambientes de elevada sensibilidade ambiental, tais como o estuário do Rio Potengi, os campos de dunas e os terraços litorâneos. Os processos geológicos atuantes nestes ambientes são comandados pela atuação das variáveis oceanográficas (ondas, marés, correntes, flutuações do nível do mar) e climáticas (regime de ventos, precipitações pluviométricas). Interferências das atividades antrópicas geralmente são marcadas pelo aumento da vulnerabilidade do meio natural e pela degradação da paisagem imposta pela expansão das atividades na região metropolitana. A abordagem estabelecida neste trabalho tratará de uma análise preliminar dos riscos geo-ambientais de alta relevância decorrentes da expansão da área urbana.

De modo geral, um dos principais impactos da expansão de áreas urbanas é alteração do ciclo hidrogeológico na sua área de influência. Na RMN, a exploração dos recursos hídricos subterrâneos de forma não planejada e a falta de investimentos em saneamento ambiental constituíram os principais fatores que levaram a comprometer a qualidade das águas subterrâneas. Desta forma, a expansão da área urbana na RMN provocou um forte impacto na qualidade dos recursos hídricos subterrâneos, particularmente, no sistema aquífero Dunas-Barreiras. O principal vetor de contaminação são os dejetos acumulados em fossas sépticas. Segundo Melo *et al.* (1996), a contaminação do aquífero Dunas/Barreiras correlacionado com uso e ocupação do solo, bem como, a falta de saneamento básico com a disposição local e inadequada de efluentes domésticos.

A contaminação das águas por nitrato (NO⁻³), em teores acima 10 mg/L N-NO⁻³ (ca. 45 mg/L NO⁻³), pode provocar problemas de saúde pública como doenças como metahemoglobinemia (a síndrome do bebê azul) e aumentar o risco de fatores relacionado ao câncer gástrico (Lucas Filho *et al.*, 2007). Pesquisas, ainda não conclusivas, tentam comprovar que concentrações elevadas de metahemoglobina no sangue de gestantes, ocasionadas pela ingestão de altas concentrações de nitrato em águas, podem induzir ao aborto espontâneo e má formação do feto (Cabral, 2005).

No município de Natal, os dados do teor de N-NO⁻³ em mg/l coletados em poços de captação de água para abastecimento doméstico e industrial coletados em dezembro de 2006 (figura 5) revelam a presença de várias plumas de contaminação. Destacam-se as plumas de contaminação localizadas no entorno do estuário do Rio Potengi e sua extensão para norte, assim como a localizada no setor do sul do município do Natal.

Outro impacto negativo de alta intensidade provocado pela expansão de áreas urbanas relaciona-se com a alteração dos processos de sedimentação e erosão em sítios urbanos. Particularmente, esses fenômenos são bem registrados em áreas urbanas localizadas em regiões litorâneas pela alteração cíclica da linha de costa e dos perfis de praias. Segundo Muehe (2005), fenômenos erosivos são freqüentes em todo o litoral, concentrando-se preferencialmente nas proximidades de desembocaduras fluviais e em segmentos localizados de áreas urbanizadas, muitas vezes a jusante de estruturas artificiais que alteram o balanço sedimentar, como, por exemplo, em Fortaleza, Recife e litoral Norte do Rio de Janeiro.

A ocupação da planície litorânea causa uma interferência direta sobre a disponibilidade de material sedimentar, como também, sobre os fatores atuantes no transporte de sedimentos ao longo da

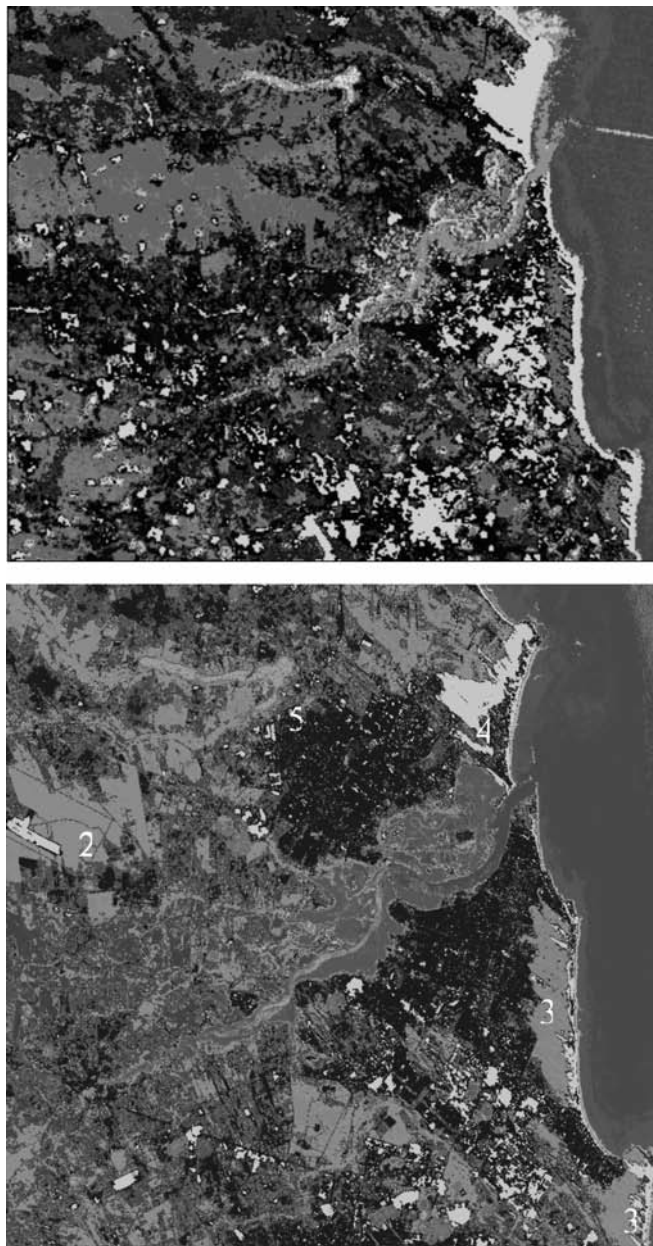


Fig. 3 – (A) Imagem em escala de cinza obtida de imagem RGB falsa-cor do sensor LANDSAT 1, resolução espacial de 80 metros, bandas 7, 5 e 4, obtida em 09/06/1975, a qual foi processada pelo método de classificação não supervisionada K-means usando 25 classes com 3 iterações, posteriormente, transformada para imagem em escala de cinzas com 16 bites; (B) Imagem em escala de cinza obtida de imagem RGB falsa-cor do sensor LANDSAT ETM+7, resolução espacial de 30 metros, bandas 7, 5 e 3, obtida em 04/08/2001, processada, classificada e transformada pelos mesmos métodos da imagem anterior. Nesta figura, os números (2) refere-se à área situada a norte da cidade de São Gonçalo do Amarante, de recente ocupação e destinada a implantação do novo aeroporto metropolitano, (3) às áreas de dunas móveis preservadas, (4) planície litorânea e campo de dunas móveis ocupados ou parcialmente ocupados e (5) ocupação do entorno da lagoa de Extremoz e das dunas móveis da praia de Genipabu.

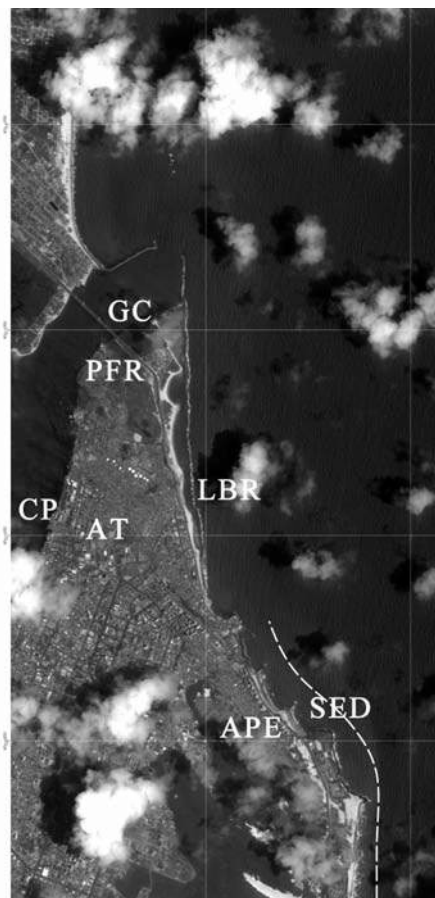


Fig. 4 – Imagem CBERS de alta resolução espacial (pixel=2,7 m²) captada pelo sensor HRC (High Resolution Câmera) em banda pancromática (0,5 - 0,8 μ m) em 20/10/2008, apresentando parte da cidade do Natal-RN, em destaque sua faixa litorânea, onde observa-se as intervenções antópicas na praia de Areia Preta (APE-espigões) e na desembocadura do Rio Potengi (GC-guias correntes). Outros aspectos relevantes: a pluma de sedimento transportado ao longo da costa (SED), a linha de beach rocks (LBR) de direção NNO, a ponte Forte-Redinha (PFR), os cais do porto (CP) e área de tancagem (AT).

linha de costa. Outro tipo de interferência está relacionado com implantação de equipamentos de infra-estrutura portuária (portos, piers, terminais, etc). Não são raros os exemplos de implantação de obras de engenharia para adequar a faixa de praia para implantação de equipamentos de para diversos fins que variam de apoio logístico às atividades de lazer e proteção.

Apesar de ocorrer intenso fluxo de sedimentos ao longo da costa, como observado na figura 4 pelos tons cinza mais claros que margeiam a faixa de praia, os processos erosivos têm-se acelerado com a ocupação urbana pela retenção do suprimento de parte dos sedimentos oriundo das dunas não vegetadas. Áreas de erosão costeira, como a da praia da de Areia Preta, foram submetidas aos processos de recuperação com a implantação de espigões e aterramento. Segundo Cunha (2004), ocorreu um récuo na linha de costa na praia de Areia Preta de 9 metros entre 1974 e 1999. A sequência de fotografias mostrada na figura 6 apresenta a progressiva variação paisagística da praia de Areia Preta nas décadas 40 e 50 do século XX e mais recentemente. Durante a ocupação da faixa de praia foram desenvolvidos os processos de urbanização da ante-praia e vegetação do campo de dunas móveis.

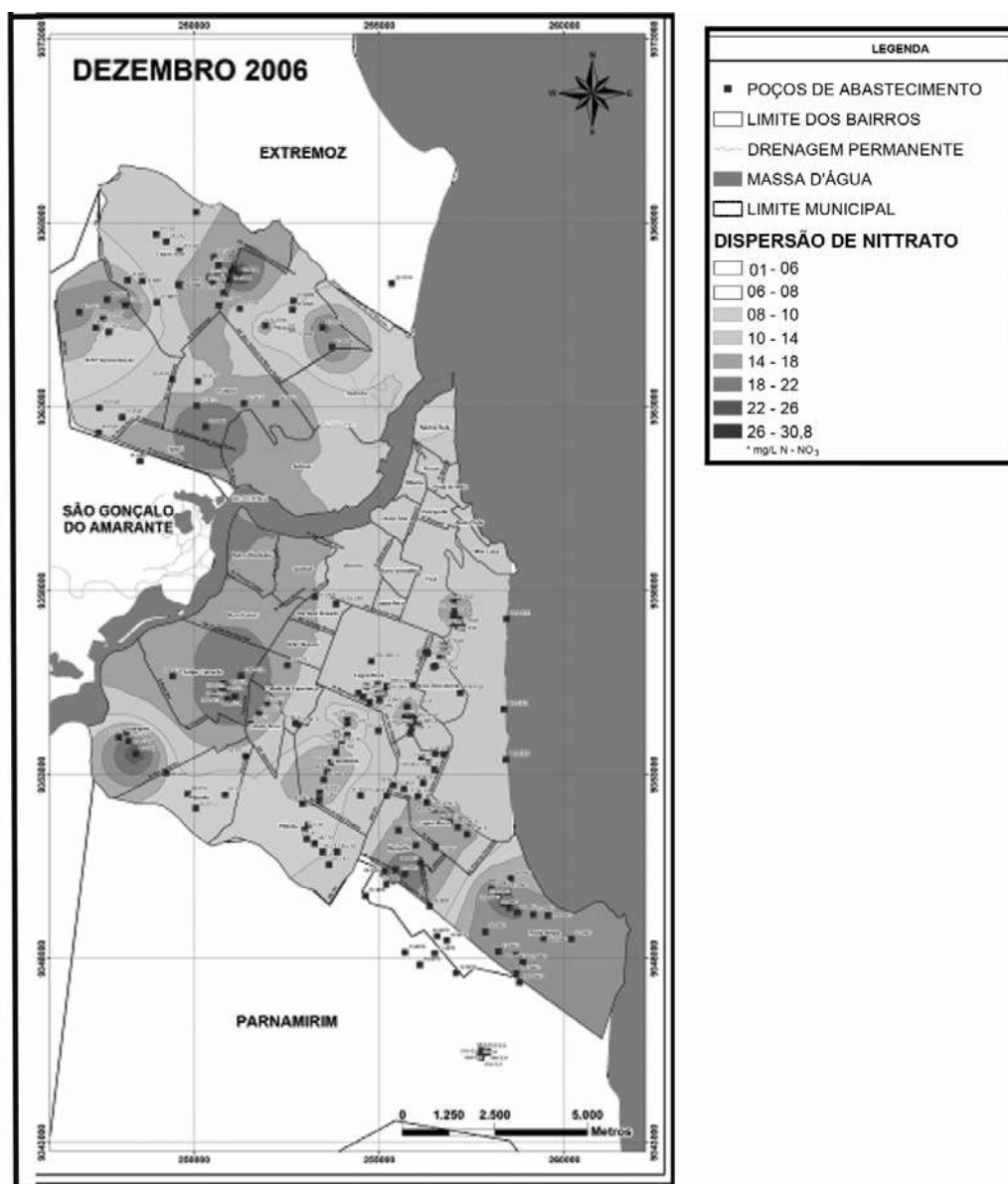


Fig. 5 – Mapa de isoteor de N-NO³ em mg/l do município de Natal-RN, elaborado a partir de amostras de água coletadas em poços, indicando a presença de pluma de contaminação em nitrato em várias áreas (em tons cinza mais escuros).

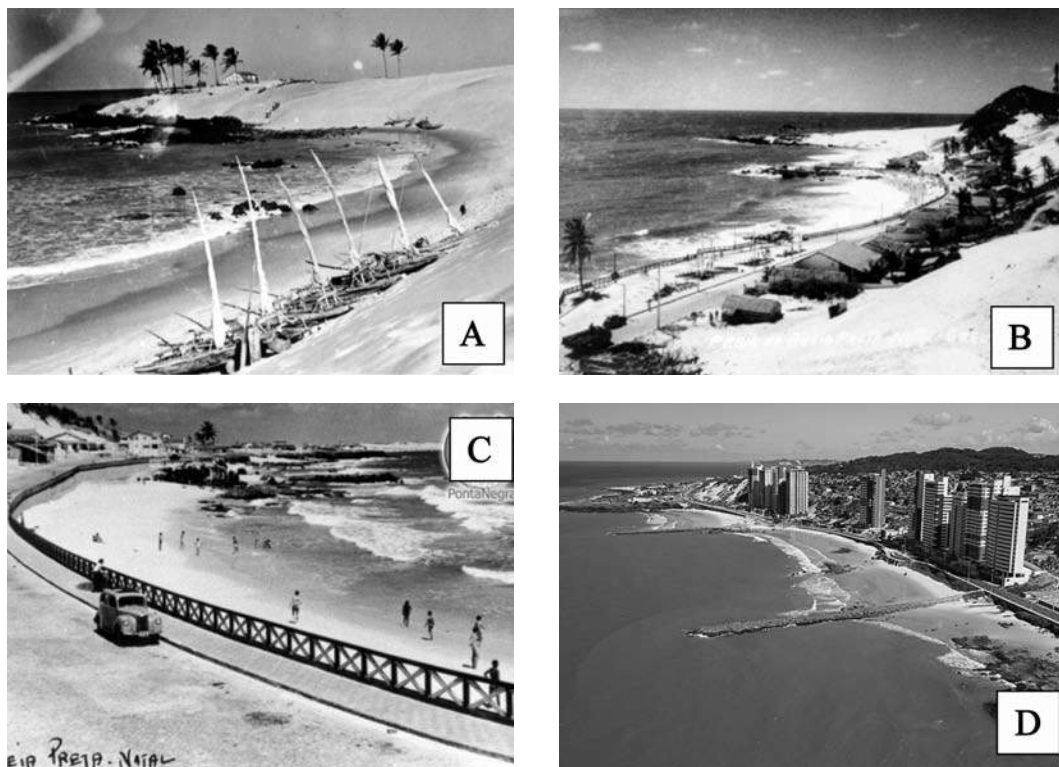


Fig. 6 – (A) Praia de Areia Preta nos anos 30 do Século XX. Observa-se duna móvel contornando a pequena enseada, uso com ancoradouro para pequenas embarcações de pesca (jangadas). (B e C) Praia de Areia Preta nos anos 60 do século XX. Observa-se o desenvolvimento do processo de urbanização com ocupação da ante-praia e do campo de dunas móveis. (D) Praia de Areia Preta atual (2007). Observa-se a implantação de espigões perpendiculares à linha de costa, aterramento e o campo de duna móveis completamente ocupado e vegetado. Fotografias obtidas no sítio da Prefeitura Municipal de Natal (<http://www.natal.gov.br>).

7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

De forma conclusiva, o presente trabalho estabelece uma análise preliminar das inter-relações entre a dinâmica físico-territorial e os riscos geo-ambientais tendo como suporte produtos de sensores remotos obtidos das plataformas LANDSAT e CBERS. No caso abordado, a região metropolitana de Natal, os principais riscos geo-ambientais decorrentes da inter-relação entre a dinâmica da expansão de sua área urbana e dinâmica natural do meio físico inserem-se em duas linhas fundamentais: a alteração do ciclo hidrogeológico por efluentes advindos do sítio urbano e a alteração da dinâmica sedimentar em ambientes costeiros e estuarinos.

Na primeira categoria, a alteração do ciclo hidrogeológico, identifica-se a depreciação da qualidade dos recursos hídricos, principalmente os subterrâneos, em função da não implantação de um sistema eficiente de drenagem e tratamento de efluentes domésticos e industriais. Impacto negativo decorrente desta alteração é a ocorrência de plumas de contaminação em nitrato mapeadas em várias áreas urbanas do município de Natal. Na segunda categoria, a alteração da dinâmica sedimentar, ressalta-se a interferência nos processos de erosão na linha de costa e complexo estuarino do rio Potengi por intervenções de natureza antrópica decorrente da implantação de equipamentos para diversos fins (e.g., lazer, proteção, agro-industrial, logística, etc.).

8 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem os apoios disponibilizados pela a Agência Reguladora de Serviços de Saneamento Ambiental de Natal (ARSBAN) e pelo Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE).

9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Assis, L. F. (2006) – “Residências secundárias: expansão e novos usos do litoral cearense”. In: Silva, J. B. da; Dantas, E. W. C.; Zanella, M. E. Z. e Meirelles, A. J. de A. (orgs). *Litoral e Sertão: natureza e sociedade do nordeste brasileiro*. Fortaleza, Expressão Gráfica.
- Cabral, N. M. T. (2005) – Comportamento dos indicadores de contaminação por efluentes domésticos nas águas do aquífero Barreiras nos bairros do Reduto, Nazaré e Umarizal – Belém/PA. Disponível em: http://www.cprm.gov.br/rehi/congresso/comp_ind.pdf. Acesso em set.
- Clementino, M. L. M. ; Pessoa, Z. S. (2007) – Segmentação numa Metrópole em Formação. In: SBS, 2007, Recife. 13º Encontro de Ciências Sociais do Norte Nordeste. Recife, v. 13
- Cunha, E. M. S. (2004) – Evolución actual del litoral de Natal – RN (Brasil) y sus aplicaciones a la gestión integrada. Tesis doctoral, não publicada. Universitat de Barcelona, Espanha.
- FADE (2006) – Diagnóstico para o plano estratégico Natal - uma metrópole em formação. Relatório Temático da Dimensão Físico-territorial. Volume 3. 251 pp.. Recife, novembro de 2006.
- Ferreira, A. L. de A. e Silva, A. F. C. (2007) – Novas dinâmicas imobiliárias e redefinição da estrutura territorial - o caso da área metropolitana de Natal/RN. In: Encontro Nacional da ANPUR . Anais. Belém, ANPUR.
- Lucas Filho, M.; Lima, U. M.; Macedo, H.; Freitas, F. R. S.; Tavares, F. C. S. (2007) – Evolução das concentrações de nitrato no sistema de abastecimento de água do município do Natal. Anais do 24º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. Associação Brasileira de Engenharia Sanitária Ambiental. Belo Horizonte, MG. Publicação em CD-ROM.
- IBGE (2000) – Censo Demográfico 2000. Rio de Janeiro: IBGE.
- IBGE (2004) – Pesquisa Anual da Indústria da Construção Civil – 2004. Rio de Janeiro: IBGE.
- Melo, J. G.; Figueredo, E. M. (1990) – Comportamento Hidráulico e Vulnerabilidade do Sistema Aquífero Dunas/ Barreiras a Poluição na área de Natal/Rn. Revista Águas Subterrâneas, São Paulo, v. 13, p. 112-124.
- Melo, J. G.; Rebouças, A. C. (1996) – Contaminação de Águas Subterrâneas por nitrato na zona sul de Natal, RN. Revista Água Subterrânea, São Paulo, v. 1, p. 71-83.
- Muehe, D. (2005) – Aspectos gerais da erosão costeira no Brasil. Revista Mercator, vol. 4, nº 7, pp. 97-110. Departamento de Geografia da Universidade Federal do Ceará. Fortaleza/CE.
- Pereira R., Silva Jr., G. C.; Guimarães Jr., A. A. (2000) – Considerações a respeito da hidrologia e geologia estrutural da região da Lagoa do Bonfim – RN. Rev. de Geologia, Vol. 15: 131-139. Universidade Federal do Ceará.

- Pereira, R.; Guimarães Jr.; J. A.; Silva Jr., G. (2003) – Estado da arte da bacia hidrogeológica do sistema lacustre Bonfim-rn, Nordeste do Brasil. *Rev. Águas Subterrâneas*, 41-47 pp., nº 17.
- Pessoa, Z. S.; Clementino, M. L. M. (2005) – Desigualdades Sociais, Território e Meio Ambiente na Região Metropolitana de Natal. In: *Anais do XII Congresso Brasileiro de Sociologia*. Sociedade Brasileira de Sociologia, Belo Horizonte. Brasil.
- SEMPA (2006) – Governo do Estado do Rio Grande do Norte. Diagnóstico para o Plano Estratégico de Desenvolvimento Sustentável para a Região Metropolitana de Natal. Recife: FADE/UFPE; FUNPEC/UFRN; SEMPLA.

4º Seminário Português sobre Geossintéticos



Local e datas

Universidade de Aveiro
22 e 23 de Novembro de 2011

Programa

Curso:

Filtragem e drenagem com geossintéticos - Maria de Lurdes Lopes, FEUP e Isabel Pinto, FCTUC

Palestras temáticas:

Haverá quatro palestras sobre os temas principais do seminário.

Engenharia ambiental - Madalena Barroso (LNEC, Portugal)

Geossintéticos em engenharia ambiental: desenvolvimentos recentes em materiais e aplicações.

Engenharia costeira e hidráulica – Adam Bezuijen (Deltares, Holanda)

The use of geotextiles in coastal and hydraulic engineering, revetments and sand filled structures.

Engenharia de transportes - Jörg Klomp maker (BBG Bauberatung Geokunststoffe, Alemanha)

Geogrid reinforced steep Slopes and Base Courses – Prediction and Field Monitoring of Geogrid-Strains and Earth Pressure Distribution.

Estruturas em solo reforçado com geossintéticos – Neil Dixon (University of Loughborough, Inglaterra)

Variability of soil-geosynthetic interface shear strength: Implications for design.

Sessões de apresentação oral de trabalhos a submeter

Exposição técnica

Durante o Seminário decorrerá uma exposição técnica, aberta a todas as empresas e entidades relacionadas com a temática dos geossintéticos.

Inscrições / Apoios

Inscrições a preço reduzido: até 30 Setembro 2011

Consultar condições em <http://4spgeo.web.ua.pt>

Contactos

Página Web: <http://4spgeo.web.ua.pt>

E-mail: 4spgeo@ua.pt

Universidade de Aveiro
Departamento de Engenharia Civil
Campus Universitário de Santiago
3810-193 AVEIRO
Tel.: (+351) 234 370 049
Fax: (+351) 234 370 094

XIII CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA
VI CONGRESSO LUSO-BRASILEIRO DE GEOTECNIA
LISBOA, ABRIL DE 2012



XIII CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA
LISBOA, PORTUGAL
17 a 20 de Abril de 2012

OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO

O principal objectivo do congresso é proporcionar a todos os participantes um convívio que estimule uma troca de conhecimentos não só útil como susceptível de tornar bem evidentes os mais recentes progressos no domínio da Geotecnia.

O tema do Congresso será «Pensar e Construir com a Natureza. Uma Visão para a Engenharia.»

Durante o evento, serão proferidas conferências por especialistas nacionais e estrangeiros sendo também realizadas sessões técnicas para a apresentação das comunicações seleccionadas.

As conferências e os resumos das comunicações aceites serão publicadas nas actas do congresso. As conferências e as comunicações serão disponibilizadas na íntegra em CD-ROM.

No último dia prevê-se a realização de visitas técnicas a obras geotécnicas em curso.

Durante as sessões dos congressos, decorrerá uma exposição técnica, na qual se espera que participem Empresas e Instituições envolvidas em actividades no âmbito da Geotecnia. Ainda se prevê a realização de eventos sociais e culturais, cuja programação se divulgará oportunamente.

TEMAS

Para o XIII Congresso Nacional de Geotecnia, as comunicações poderão versar os seguintes temas:

CONHECER os geomateriais
PENSAR a concepção e o projecto
REALIZAR a construção
USUFRUIR a manutenção e a exploração
DESAFIAR como lidar com o risco
INNOVAR perspectivas na Geotecnia – ligação entre a Ciência e Tecnologia e a Sociedade

Convidam-se todos os colegas a participar com trabalhos e a enviar comunicações.

VI CONGRESSO LUSO-BRASILEIRO DE GEOTECNIA
LISBOA, PORTUGAL
16 de Abril de 2012

OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO

O principal objectivo do congresso é proporcionar aos geotécnicos brasileiros e portugueses um convívio que lhes permita uma visão actualizada das realidades nacionais neste domínio bem como tornar bem evidentes os mais recentes progressos no domínio da Geotecnia.

O tema do Congresso será «Risco e Segurança.»

Durante o evento, terá lugar a terceira “Victor de Mello Lecture” e serão proferidas conferências por especialistas brasileiros e portugueses e realizadas sessões técnicas para a apresentação das comunicações seleccionadas.

A “Victor de Mello Lecture”, as conferências e os resumos das comunicações aceites serão publicadas nas actas do congresso. As mesmas conferências e as comunicações serão disponibilizadas na íntegra em CD-ROM.

Durante as sessões dos congressos, decorrerá uma exposição técnica, na qual se espera que participem Empresas e Instituições envolvidas em actividades no âmbito da Geotecnia. Ainda se prevê a realização de eventos sociais e culturais, cuja programação se divulgará oportunamente.

TEMAS

Para o VI Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, as comunicações poderão versar os seguintes temas:

Taludes naturais e acções climáticas
Geosintéticos: uso ambiental
Melhoria do terreno: inovações e previsões de comportamento
Mecânica dos solos rijos e das rochas brandas

Convidam-se todos os colegas a participar com trabalhos e a enviar comunicações.

DATAS IMPORTANTES

2011/08/30 – Aceitação dos resumos e envio das instruções para apresentação das comunicações.

2011/10/15 – Emissão do Segundo Boletim.

2011/12/15 – Envio das comunicações.

2012/02/15 – Aceitação das comunicações e informação sobre eventuais alterações.

2012/03/15 – Envio da versão definitiva das comunicações.

2012/04/01 – Emissão do Terceiro Boletim e programa definitivo.

2012/04/16 – VI Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia.

2012/04/17 a 2012/04/20 – XIII Congresso Nacional de Geotecnia.

INSCRIÇÕES

As inscrições deverão ser feitas on-line na página do Congresso: www.13cng.org ou através do envio da ficha de inscrição.

PROFISSIONAIS	Até 2011/12/31	Após 2011/12/31
Sócios SPG ou ABMS ¹	€350	€400
Não sócios	€450	€500

ESTUDANTES	Até 2011/12/31	Após 2011/12/31
1.º e 2.º ciclo ²	€50	€75
3.º ciclo	€150	€180

¹Com as quotas de 2011 pagas. ²Condições especiais para grupos.

CONTACTOS

A correspondência deve ser dirigida para:

Comissão Organizadora do XIII Congresso Nacional de Geotecnia
A/C Secretariado do XIII Congresso Nacional de Geotecnia
Morada: Av. do Brasil, 101
1700-066 Lisboa
PORTUGAL

Os contactos para obtenção de informação são os seguintes:

Secretariado do XIII Congresso Nacional de Geotecnia
Tel. +351 21 844 38 59
Fax: + 351 21 844 30 21
E-mail: spg@spgeotecnia.pt
Web: www.13cng.org



In Situ
G E O T E C N I A

CURITIBA _PR: 41 3345 1424
VÁRZEA PAULISTA _SP: 11 4596 5921
www.insitu.com.br
insitu@insitu.com.br

INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS:

Sondagens CPTu com Ensaios de Dissipação, Ensaios de Palheta (Vane Test), Coleta de Amostras Indeformadas com Pistão Estacionário, Coleta de Amostras Ambientais, Sondagens SPT e Mistas.



CONTROLE TECNOLÓGICO DE FUNDAÇÕES:

Prova de Carga Estática em estacas, Prova de Carga Dinâmica (PDA) em estacas, Ensaios de Integridade (PIT) em estacas, Tomografia de estacas e Prova de Carga em Placa para Fundações e Piso Industrial.



INSTRUMENTAÇÃO DE OBRAS:

Inclinômetros, Piezômetros Elétricos e Casagrande, Extensômetros, Perfilômetros, Medidores de Nível de Água, Monitoramento de Recalque e Poços de Monitoramento.



LABORATÓRIOS DE SOLOS E PAVIMENTO:

Controle Tecnológico de Campo, Ensaios de Solos e Ensaios de Pavimentos.



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 prospecção 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

A Geogrelha certa para cada aplicação



Fortrac®

Geogrelha com elevada resistência a cargas de longa duração, ideal para reforço de obras geotécnicas como aterros sobre solos moles, muros de contenção e taludes íngremes.

HaTelit®

Geogrelha resistente à fadiga, com revestimento betuminoso altamente aderente às camadas asfálticas, ideal para o reforço de concreto asfáltico em recapamentos e pavimentos novos.



Fornit®

Geogrelha com elevado módulo de rigidez inicial, ideal para o reforço de base de pavimento e estrutura submetida a cargas cíclicas ou de curta duração.

A Huesker fornece a mais completa linha de geogrelhas, fabricada a partir de poliéster, polipropileno, PVA e aramida, específicas para cada tipo de aplicação.

Acerte na escolha!



HUESKER

Consulte nossos engenheiros. Germany: +49 (2542) 7010 - Brazil: +55 (12) 3903-9300

www.huesker.com - info@huesker.de - huesker@huesker.com.br



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 • Geotecnica Ambiental • Cartografia Geotécnica



- Planeamento de Recursos Hídricos
- Aproveitamentos Hidráulicos
- Produção e Transporte de Energia Eléctrica
- Abastecimento de Água e Saneamento Básico
- Agricultura e Desenvolvimento Rural
- Infra-estruturas Rodoviárias, Ferroviárias e Aeroportuárias
- Qualidade do Ambiente
- Estruturas Geotécnicas
- Sistemas de Informação Geográfica
- Controle de Segurança e Reabilitação de Obras
- Gestão e Fiscalização de Empreendimentos



PORTUGAL REGIÃO CENTRO E SUL

Av. 5 de Outubro, 323
1649-011 LISBOA
Tel.: (351) 210125000, (351) 217925000
Fax: (351) 217970348
E-mail: coba@coba.pt
www.coba.pt

Av. Marquês de Tomar, 9, 6º.
1050-152 LISBOA
Tel.: (351) 217925000
Fax: (351) 213537492

REGIÃO NORTE

Rua Mouzinho de Albuquerque, 744, 1º.
4450-203 MATOSINHOS
Tel.: (351) 229380421
Fax: (351) 229373648
E-mail: engico@engico.pt

ANGOLA

Praceta Farinha Leitão, edifício nº 27, 27-A - 2º Dto
Bairro do Maculusso, LUANDA
Tel./Fax: (244) 222338 513
Cell: (244) 923317541
E-mail: coba-angola@netcabo.co.ao

MOÇAMBIQUE

Pestana Rovuma Hotel, Centro de Escritórios.
Rua da Sé nº114. Piso 3, MAPUTO
Tel./Fax: (258) 21 328 813
Cell: (258) 82 409 9605
E-mail: coba.mz@tdm.co.mz

ARGÉLIA

09, Rue des Frères Hocine
El Biar - 16006, ARGEL
Tel.: (213) 21 922802
Fax: (213) 21 922802
E-mail: coba.alger@gmail.com

BRASIL

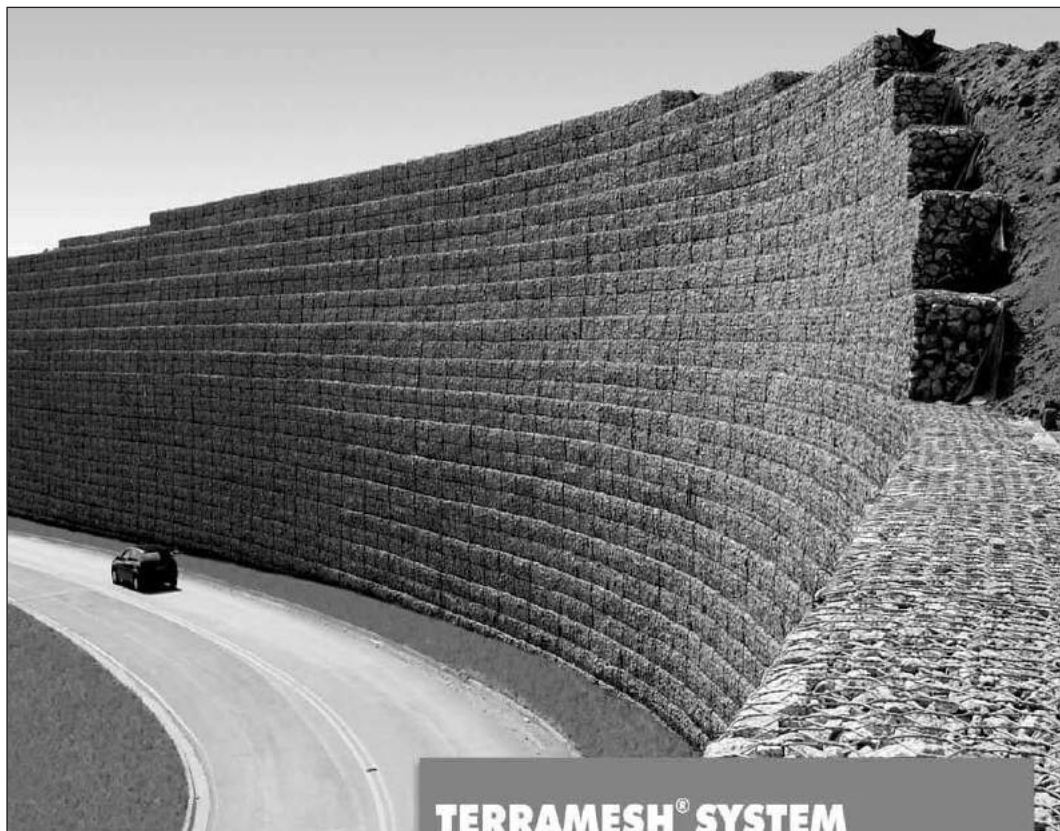
Rio de Janeiro
COBA Ltd. - Rua Bela 1128
São Cristóvão
20930-380 Rio de Janeiro RJ
Tel.: (55 21) 351 50 101
Fax: (55 21) 258 01 026

Fortaleza

Av. Senador Virgílio Távora 1701, Sala 403
Aldeota - Fortaleza CEP 60170 - 251
Tel.: (55 85) 3261 17 38
Fax: (55 85) 3261 50 83
E-mail: coba@esc-te.com.br

EMIRATOS ÁRABES UNIDOS

Corniche Road - Corniche Tower - 5th Floor - 58
P.O. Box 38360 ABU DHABI
Tel.: (971) 2 627 0088
Fax: (971) 2 627 0087



TERRAMESH® SYSTEM **estruturas em solo reforçado**

- Facilidade construtiva;
- Econômicas;
- Flexíveis;
- Versáteis;
- Baixo impacto ambiental.

MACCAFERRI

BRASIL

Phone: 55 (11) 4589-3200
Fax: 55 (11) 4582-3272
e-mail: maccaferri@maccaferri.com.br
Site: www.maccaferri.com.br

PORTUGAL

Phone: (351) 263 858 030
Fax: (351) 263 858 036
e-mail: maccaferri@mail.telepac.pt
Site: www.maccaferri.pt



GEOLOGIA - GEOTECNIA - FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS



BARRAGENS DE ATERRO - OBRAS SUBTERRÂNEAS - ESTRUTURAS DE SUPORTE



FUNDAÇÕES ESPECIAIS - TRATAMENTO DE TERRENOS - GEOMATERIAIS

GRUPO CENOR

PORTUGAL, ANGOLA, ARGÉLIA, MARROCOS, ROMÉLIA, TIMOR

CENORGEO - Engenharia Geotécnica, Lda.

Rua das Vigias, 2 . Piso 1 Parque das Nações 1990-506 LISBOA . PORTUGAL

T. +351.218 437 300 F. +351.218 437 301 cenorgeo@cenor.pt

ISO 9001

BUREAU VERITAS
Certification





- > **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



Geocontrolo



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


Geocontrolo
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA

GEOMEC

*Ensaio Dinâmicos em
Fundações Profundas*

*Consultoria em Engenharia
Geotécnica e de Fundações*

Av. Brasil, 691 - 11º andar - Sta. Efigênia - CEP: 30140-000
Belo Horizonte/Minas Gerais/Brasil
Fone: 55 (31) 3222-1970 - Fax: 55 (31) 3213-7204
Email: geomec.bhz@terra.com.br - Site: www.geomec.com.br





Engenharia Geotécnica



SEDE
Edifício Edifer
 Estrada do Seminário, 4 - Alfragide
 2610 - 171 Amadora - PORTUGAL
 Tel. 00 351 21 475 90 00 / Fax 00 351 21 475 95 00

Escritório Madrid
 Calle Rodríguez Marín, Nº 88 1º Dcha
 28016 Madrid - ESPANHA
 Tel. 00 34 91 745 03 64 / Fax 00 34 91 411 31 87

Escritório Angola
 Rua Alameda Van-Dúnem, n.º 265 R/c
 Luanda - ANGOLA
 Tel. 00 244 222 443 559 / Fax 00 244 222 448 843

Escritório do Porto
 Rua Eng. Ferreira Dias, nº 161 2º Andar
 4100-247 Porto - PORTUGAL
 Tel. 00 351 22 616 74 60 / Fax 00 351 22 616 74 69

Escritório Barcelona
 Calle Comte d' Urgell, 204-208 6.º A
 08036 Barcelona - ESPANHA
 Tel. 00 34 93 419 04 52 / Fax 00 34 93 419 04 16

Escritório da Madeira
 Rampa dos Piornais, n.º 5 - Sala 1
 9000-248 Funchal - PORTUGAL
 Tel. 00 351 291 22 10 33 / Fax 00351 291 22 10 34

Escritório Sevilha
 Polígono Industrial de Guadalquivir, C/ Artesania, 3
 41120 Gelves (Sevilla) - ESPANHA
 Tel. 00 34 955 762 833 / Fax 00 34 955 76 11 75

Tecnologia de Ponta **Specialists in Geotechnical In-Situ Tests and Instrumentation**

ENSAIOS IN-SITU *IN-SITU TESTS*

SÍSMICO: Seismic CPT
PIEZOCONE - Cordless CPT system
PALHETA - Electrical field vane apparatus
PRESSIOMÉTRICO - Menard pressuremeter set
DILATOMÉTRICO: Machetti dilatometer



INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA *GEOTECHNICAL INSTRUMENTATION*

Estudo

Projeto

Instalação de Instrumentação de auscultação
(importação direta)

0800 979 3436

www.deltageo.com.br

deltageo@deltageo.com.br

Phone: +55 11 8133 6030

Skype: lcgarab

Radio: 55*7*58920 Nextel

MSN: lcgarab@hotmail.com

**208, cj. 65, Capital Federal St., Sumaré
São Paulo SP 01259-010**



DeltaGeo Multipurpose Site Investigation Rig 20M



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

• Angola
 Alameda Manuel Van Dunen 316/320 - A
 Caixa Postal 2857 - Luanda
 Tel.: (+34) 915 550 903
 Fax: (+34) 915 972 834

• Argélia
 Parc Miremont - Rua A, N°136 - Bouzareah
 16000 Alger
 Tel.: (+213) 219 362 83
 Fax: (+213) 219 365 66

• Brasil
 Rua Iguatemi, n°488 - 14° - Conj. 1401
 CEP 01451 - 010 - Itaim Bibi - São Paulo
 Tel.: (+55) 112 144 5700
 Fax: (+55) 112 144 5704

• Espanha
 Avenida Alberto Alcocer, n°24 - 7° C
 28036 Madrid
 Tel.: (+34) 915 550 903
 Fax: (+34) 915 972 834

• Moçambique
 Avenida Julius Nyerere, 130 - R/C
 Maputo
 Tel.: (+258) 214 914 01
 Fax: (+258) 214 914 00

www.teixeiraduarte.pt

INSTRUÇÕES PARA APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS

Os trabalhos a publicar na revista são classificados como “Artigos”, “Notas Técnicas” e “Discussões” de artigos anteriormente publicados na revista Geotecnia. Artigos que descrevam o estudo de casos de obra envolvendo trabalho original relevante na prática da engenharia civil são particularmente encorajados.

Entende-se por “Nota Técnica” a descrição de trabalho técnico-científico cujo grau de elaboração não está suficientemente avançado para dar lugar a um artigo, não devendo ter mais do que 10 páginas.

A decisão de publicar um trabalho na revista compete à Comissão Editorial, competindo-lhe também a respectiva classificação. Cada trabalho será analisado por pelo menos três revisores.

A submissão dos trabalhos à revista Geotecnia deverá ser efectuada através da página electrónica com o endereço <http://www.revistageotecnia.com>. Através dessa plataforma, far-se-á a comunicação entre a direcção da revista, o corpo editorial e os autores para a revisão dos trabalhos.

A redacção dos trabalhos deverá respeitar os seguintes pontos:

1. Os trabalhos devem, como regra, ser apresentados em português e redigidos na terceira pessoa.
2. O trabalho deve ser enviado em suporte informático. Está disponível na página electrónica anteriormente referida um “*template*” para Microsoft Word que o autor poderá utilizar. O título, o(s) nome(s) do(s) autor(es) e o texto do artigo (incluindo figuras, tabelas e/ou quadros) devem ser guardados no suporte informático em ficheiro único e devidamente identificado.
3. O Título do trabalho não deve exceder 75 caracteres incluindo espaços, devendo ser apresentado em português e inglês.
4. A seguir ao título deve(m) ser indicado(s) o(s) nome(s) do(s) autor(es) e em rodapé um máximo de três referências aos seus graus académicos ou cargos profissionais.
5. Cada artigo deve iniciar-se por um resumo informativo que não deve exceder as 150 palavras, e que será seguido de tradução livre em inglês (abstract). Logo a seguir ao resumo/abstract devem ser indicadas três palavras-chave que indiquem o conteúdo do artigo.
6. Em princípio os artigos não devem exceder as 30 páginas.
7. As figuras devem ser fornecidas incluídas no ficheiro do artigo e na sequência adequada. As figuras devem ser a preto e branco. Os autores deverão garantir, na sua preparação, que linhas e símbolos são legíveis no formato de impressão.
8. As equações devem ser numeradas junto ao limite direito da folha.
9. Todos os símbolos devem estar, dum modo geral, em conformidade com a lista publicada no volume dos “Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering” (Tóquio 1977) e com a lista de símbolos organizada em Março de 1970 pela “Commission on Terminology, Symbols and Graphics Representation” da Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas.
10. As referências bibliográficas no meio do texto devem ser feitas de acordo com a Norma Portuguesa NP-405 de 1996, indicando o nome do autor (sem iniciais) seguido do ano de publicação entre parêntesis [por exemplo: Skempton e Henkel (1975) ou Lupini *et al.* (1981)]. No caso de mais de uma referência relativa ao mesmo autor e ao mesmo ano, devem ser usados sufixos a), b), etc.
11. O artigo deve terminar com uma lista de referências bibliográficas organizada por ordem alfabética do nome (apelido) do primeiro autor, seguido do(s) nome(s) do(s) outro(s) autor(es), e caso o(s) haja, do ano de publicação, do título da obra, editor e local (ou referência completa da revista em que foi publicado).
12. Só serão aceites discussões de artigos publicados até seis meses após a publicação do número da revista onde este se insere. As discussões serão enviadas ao autor, o qual poderá responder. “Discussões” e “Respostas” serão, tanto quanto possível, publicadas conjuntamente.
13. O título das discussões e da resposta é o mesmo do artigo original, acrescido da indicação “Discussão” ou “Resposta”. Seguidamente, deve constar o nome do autor da discussão ou da resposta, de acordo com o estabelecido no ponto 4.
14. As instruções para publicação de discussões e respostas são idênticas às normas para publicação de artigos.

Outras informações e esclarecimentos podem ser pedidos para:

Secretariado da Sociedade Portuguesa de Geotecnia – SPG, a/c LNEC
Av. Brasil, 101
1700-066 Lisboa – Portugal
E-mail: spg@lnec.pt

- 3 **Geologia de engenharia. Génese, evolução e situação actual**
Ricardo Oliveira
- 15 **Recalque em aterros: influência da composição dos resíduos sólidos urbanos, do clima e da biodegradação**
Perboyre Barbosa Alcântara e José Fernando Thomé Jucá
- 43 **Ensaio triaxiais em solo reforçado com geogrelhas**
Ana Cristina Castro Fontenla Sieira e Alberto Sampaio Ferraz Jardim Sayão
- 65 **Escavação escorada em solo mole incorporando laje de fundo em *jet grouting*: análise considerando os efeitos da consolidação**
Ricardo Gomes Pinto e José Leitão Borges
- 89 **Aplicação de técnicas de sensoriamento remoto e geoprocessamento como apoio a estudos geológicos e geotécnicos para gestão ambiental do município de Três Cachoeiras, litoral norte do RS, Brasil**
Rosemary Hoff, Juciara Carvalho Leite e Ricardo Norberto Ayup Zouain
- 115 **Dinâmica urbana e riscos geo-ambientais na região metropolitana de Natal, Nordeste do Brasil**
Guttenberg Martins, Manoel Lucas Filho e George Satander Sá Freire