

134 julho
julio
2015

GEOTECNIA



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica



N.º 134 – julho/julio 2015




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

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

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

COMISSÃO EDITORIAL/COMISIÓN EDITORIAL 2015-2016

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

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

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

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

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

- 3** Simulação de fluxo vertical em aterro sanitário: um estudo de caso
Victoria Ottoni Almeida de Souza
Claudio Fernando Mahler
Martinus Theodorus van Genuchten
Elizabeth May B. D. Pontedeiro
- 21** Barreiras verticais de contenção de contaminantes em águas subterrâneas: análise hierárquica
José Henrique Ferronato Pretto
Priscila Batista
Adilson do Lago Leite
Alessander C. Morales Kormann
Marcelo Henrique F. de Medeiros
Roberta Bomfim Boszczowski
- 43** Misturas de solo laterítico e bentonita como barreiras alternativas para aterros sanitários no Brasil
Thiago Luiz Coelho Morandini
Adilson do Lago Leite
- 61** Datação de sedimentos costeiros e uso do piezocone para definir estratigrafia
Claudio Renato Rodrigues Dias
Everaldo Bastos
- 87** Propriedades geotécnicas dos sedimentos da Formação Barreiras no litoral do Rio Grande do Norte - Brasil
Olavo Francisco dos Santos Júnior
Roberto Quental Coutinho
Ricardo Nascimento Flores Severo
- 109** Estudo de estabilidade de taludes na mina de São Luís em Catas Altas/MG combinando SIG e métodos de investigação usuais
Ítalo Prata de Menezes
Oswaldo Augusto Filho
- 127** Critérios para determinar o teor em cimento no solo para uso como camada de pavimento
Saul Barbosa Guedes
Roberto Quental Coutinho
Antônio Viana da Fonseca
- 147** Avaliação do grau de compactação de solos com uso da condutividade elétrica
João Marcos Miranda Vaillant
Laine Aparecida da Silva
Guilherme Resende Tecianelli

SIMULAÇÃO DE FLUXO VERTICAL EM ATERRO SANITÁRIO: UM ESTUDO DE CASO

Simulation of vertical flow in a sanitary landfill: a case study

Victoria Ottoni Almeida de Souza*

Claudio Fernando Mahler**

Martinus Theodorus van Genuchten***

Elizabeth May B. D. Pontedeiro****

RESUMO – O objetivo deste trabalho foi estudar o fluxo de água em camadas de cobertura de aterros sanitários através do emprego do código HYDRUS-1D (Šimůnek *et al.*, 2013). Após um estudo paramétrico, com dados obtidos em ensaios de campo e laboratório, definiram-se os parâmetros para a simulação dos modelos geométricos. Dois cenários foram propostos a partir da configuração final do aterro: 1º células do aterro tratadas isoladamente, somando-se ao final o volume de líquido produzido por cada célula; e, 2º células sobrepostas, como na situação de campo, calculando e adicionando o volume produzido para cada altura de perfil. O volume determinado na análise numérica foi comparado com o volume de lixiviados medido no aterro. Observou-se que o HYDRUS-1D é uma ferramenta eficiente para o estudo de fluxo em aterros de resíduos urbanos. Os resultados sugerem que os processos hidrológicos no aterro são fortemente influenciados pela pluviometria, condutividade hidráulica, número e espessuras de coberturas intermediárias, bem como da cobertura final.

SYNOPSIS – This research aimed to study the flow of water through cover layers of landfills using the HYDRUS-1D computational code (Šimůnek *et al.*, 2013). After a parametric study based on data obtained from field and laboratory tests, the final unsaturated hydraulic parameters were selected for simulating flow through a landfill assuming the particular geometry. Based on the final configuration of the landfill, two scenarios were considered. First assuming flow through individual landfill cells, after which the volumes of fluid produced by each cell were added together. Second considering overlapping cells as in the actual field situation, with the volumes calculated for each profile height added to produce one overall drainage estimate for the entire landfill. Volumes of leachate obtained for both scenarios were compared with field observation drainage rates. The research shows that the selected 1D computer code proved to be an efficient tool for studying flow in municipal solid waste landfills. Results suggest that hydrological processes in a landfill are strongly influenced by rainfall, hydraulic conductivity and the number and thicknesses of intermediate and final cover layers.

PALAVRAS CHAVE – Aterros sanitários, fluxo vertical, modelagem computacional.

* Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Mestre em Geotecnia Ambiental, Doutoranda em Geotecnia Ambiental no PEC/COPPE/UFRJ. E-mail: victoria@mecanica.coppe.ufrj.br

** DSc em Geotecnia, Professor Associado IV do PEC/COPPE/UFRJ. Líder do Grupo de Estudos em Tratamento de Resíduos (GETRES) na UFRJ. E-mail:cfmahler@gmail.com

*** PhD em Física de Solos, New Mexico State University, EUA. Professor no Department of Earth Sciences da Utrecht University, Holanda. Professor Colaborador no DEM/COPPE/UFRJ. E-mail: rvangenuchten@hotmail.com

**** DSc em Engenharia Mecânica, PEM/COPPE/UFRJ, Pesquisador Colaborador no Programa de Engenharia Nuclear da COPPE/UFRJ. E-mail: bettinadulley@hotmail.com

1 – INTRODUÇÃO

Um dos principais problemas que pode ocorrer em aterros de resíduos sólidos urbanos é a contaminação das águas subterrâneas causada pelo lixiviado produzido no interior do aterro e que flui em direção à sua base. O lixiviado, produto da umidade dos resíduos, da decomposição da matéria orgânica, da água da chuva e possíveis outros elementos líquidos que penetrem no aterro, apresenta altos valores de DQO e DBO, com elevados teores de metais pesados e outros compostos orgânicos e inorgânicos, que, ao alcançar o lençol subterrâneo, contaminam suas águas bem como o subsolo.

Por outro lado, a percolação desses líquidos através do corpo do aterro é inevitável e contribui para que a decomposição dos resíduos aconteça, propiciando processos aeróbios, próximos à superfície e anaeróbios a partir de certa profundidade, que provocam degradação biológica e química da matéria orgânica, em primeiro lugar, e a seguir, de outros elementos presentes na massa de resíduos, contribuindo para a formação de mais lixiviado e gases, que dependendo das condições e quantidade, podem eventualmente ser explorados comercialmente.

Ao mesmo tempo que a produção de lixiviados pode representar um grande problema para o aterro, o conhecimento dos processos hidrológicos que ocorrem no seu interior, assim como a previsão do fluxo ao longo da sua vida útil e no pós-fechamento, são de extrema importância para o projeto de drenagem e as manobras de operação tais como recirculação, armazenamento e tratamento de lixiviados, para posterior lançamento em corpos d'água. Cabe aqui ressaltar a influência preponderante dos processos hidrológicos na camada de cobertura final de solo compactado, empregada para o encerramento do aterro ao término da sua vida útil, e que será objeto de estudos neste trabalho.

Devido à crescente preocupação com as questões de cunho ambiental, a partir do início da década de 80, vêm sendo desenvolvidos diversos modelos computacionais para a estimativa da quantidade de líquidos lixiviados em aterros sanitários. Esses modelos estão se tornando, cada vez mais, uma valiosa ferramenta para a avaliação do desempenho dos sistemas de cobertura de aterros. Porém, a escolha da metodologia adequada é de extrema importância, devendo-se levar em consideração as condições do local, dos resíduos e de operação do aterro, entre outras.

O código computacional escolhido, HYDRUS-1D (Šimůnek *et al.*, 2013), é um programa de elementos finitos que simula o movimento unidimensional de água, calor e soluto, em meios porosos variavelmente saturados, para várias condições limite, incluindo precipitação e evaporação. Para a solução do problema, o programa requer a definição da distribuição inicial de pressão (distribuição espacial da carga hidráulica inicial sobre o domínio de fluxo) e das condições iniciais de contorno do sistema em questão, descritas na modelagem do problema.

O modelo apresenta várias possibilidades de cenários, relativamente à geometria das camadas de solo, aos materiais que compõem as diferentes camadas, situações temporais definidas para as simulações e para o cálculo computacional (discretização de tempo), condições de fluxo iniciais e de contorno e permite a escolha dentre cinco modelos analíticos para as propriedades hidráulicas (função de retenção de água no solo): Brooks e Corey (1964), van Genuchten (1980), Vogel e Císlerová (1988), Kosugi (1966) e Durner (1994), podendo considerar ou não a histerese no cálculo computacional para o caso específico do modelo de van Genuchten (1980). Este último emprega a distribuição estatística de tamanho dos poros de Mualem (1976), para a obtenção da equação para a previsão da condutividade hidráulica não saturada, em função dos parâmetros de retenção de água pelo solo, tendo sido adotado para a presente pesquisa.

Como caso prático, estudou-se o fluxo de água e de lixiviado no Aterro Sanitário de Nova Iguaçu, no estado do Rio de Janeiro, por encontrar-se em fase final de implantação, por ocasião desta pesquisa.

2 – O ATERRO SANITÁRIO DE NOVA IGUAÇU

O trabalho baseou-se em dados de monitoramento e ensaios relativos ao “Sub-Aterro 1” do Aterro Sanitário de Nova Iguaçu (Fig. 1), cuja área de implantação está situada entre as latitudes de 22° 30’ e 23° S no meridiano 43° 00’ W, em região de planície (Borba, 2006).

O “Sub-Aterro 1” foi implantado segundo o método executivo do tipo encosta ou rampa, onde numa área relativamente plana de meia encosta se modifica a topografia através de terraplanagem, construindo-se uma rampa onde os resíduos são dispostos, formando células. O método consiste no aterro construído a partir do aproveitamento de um talude natural ou construído, onde os resíduos são compactados de encontro a esse talude previamente protegido por uma geomembrana de PEAD (polietileno de alta densidade).

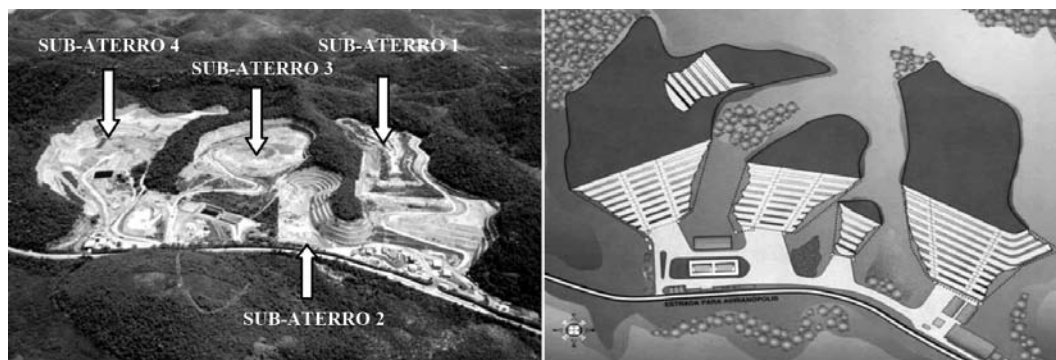


Fig. 1 – Situação de operação do Aterro Sanitário de Nova Iguaçu em 2010, indicando o Sub Aterro 1 (esquerda) (Bortolazzo, 2010) e ilustração esquemática da configuração final (direita) (adaptada de Borba, 2006).

Os valores referentes ao controle da vazão de lixiviados foram fornecidos pela empresa que administrava o aterro por ocasião da pesquisa (Haztec Tecnologia e Planejamento Ambiental S.A.). O Quadro 1 apresenta a produção anual de lixiviados, desde o segundo ano da deposição de resíduos em células (janeiro de 2004) até dezembro de 2010, data de conclusão da etapa estudada (encerramento do Sub-Aterro 1).

Quadro 1 – Quantitativo de resíduos recebidos e geração anual de lixiviados.

Ano	Resíduos recebidos (ton/ano)	Total acumulado de resíduos (ton/ano)	Geração de lixiviados (m ³ /ano)
2003	294 607	294 607	-
2004	580 682	875 289	30 084
2005	796 114	1 671 403	55 445
2006	532 337	2 203 740	41 041
2007	365 671	2 569 411	41 899
2008	316 637	2 886 048	55 088
2009	68 561	2 954 609	50 103
2010	97 692	3 052 301	33 098

3 – ESTUDO REALIZADO

O estudo constou, em sua fase preliminar, de cinco etapas distintas:

- 1) Coleta de amostras de solo da camada de cobertura final, em nove pontos distintos do Sub-Aterro 1;
- 2) Realização de ensaios de laboratório com as amostras colhidas, para a determinação de parâmetros geotécnicos e hidráulicos;
- 3) Estudo paramétrico para a definição de alguns valores iniciais de entrada no Programa, a partir de simulações preliminares, visando posterior emprego destes nas demais simulações;
- 4) Definição do modelo para o cálculo final da vazão de lixiviados; e,
- 5) Comparação dos resultados obtidos através dos modelos adotados, com as vazões monitoradas no aterro.

Verificou-se, na fase preliminar da pesquisa, que seriam necessários dados de pluviometria e temperaturas mínima e máxima diárias, para utilização no programa de simulação, com a finalidade de aproximar o máximo possível da situação real do cotidiano do aterro. Com este objetivo, e diante da falta de dados diários da região do aterro, se tentou encontrar uma estação meteorológica o mais próximo possível desta região, tendo sido selecionadas as estações meteorológicas automáticas de Xerém e Ecologia Agrícola (Seropédica), monitoradas pelo INMET (Instituto Nacional de Meteorologia), sendo solicitada a este Instituto uma série histórica (com dados diários) destas estações. Porém, os dados recebidos não foram suficientes, e, diante da necessidade de uma série mais longa, foram obtidos dados da Estação Pluviométrica de Anchieta, localizada ao norte do Município do Rio de Janeiro, por se tratar da estação mais próxima operando na região que disponibilizava esses dados. Esses dados foram obtidos através do *site* AlertaRio, da Fundação GEORIO (<http://www0.rio.rj.gov.br/alertario>), cujo sistema utiliza informações, em tempo real, de 32 estações pluviométricas automáticas instaladas no Município do Rio de Janeiro e, juntamente com dados de temperaturas máximas e mínimas diárias da Estação Automática de Ecologia Agrícola (Seropédica), fornecidos pelo INMET (2011), foram empregados nas simulações. A partir da inserção desses dados no programa HYDRUS-1D, este calcula a evapotranspiração potencial (ET).

Para o estudo do fluxo com o código HYDRUS, os dados meteorológicos empregados corresponderam a um período de 10 anos (janeiro/2001 – dezembro/2010), replicados para obter um período total de simulação de 20 anos.

Para a obtenção de dados relativos ao solo de cobertura final do aterro, foi realizada a coleta de nove amostras, em três regiões distintas e com diferentes idades de resíduos, sendo três amostras de cada região, distantes de 2 a 5 metros entre si, para cada região considerada, de forma a se obter uma maior representatividade do aterro. Para cada amostra coletada, foram realizados ensaios para a determinação da condutividade hidráulica saturada, da retenção de umidade pelo solo e da composição granulométrica. O Quadro 2 apresenta os resultados obtidos nos ensaios de granulometria para as amostras de solo denominadas AMS01, AMS02 e AMS03, referentes aos pontos de coleta PT-02, PT-01 e PT-03, respectivamente (Fig. 2).

Quadro 2 – Composição granulométrica das amostras 01, 02 e 03, dos solos das 3 regiões selecionadas do Sub-Aterro 1 (Escala ABNT).

Amostra	Argila	Silte	Areia			Pedregulhos
			Fina	Média	Grossa	
PT-01	31	21	13	18	14	3
PT-02	25	18	15	18	19	5
PT-03	36	16	8	13	23	4

A determinação da condutividade hidráulica saturada das amostras, coletadas em pontos distintos do Sub-Aterro 1 (Fig. 2) foi feita através de ensaios de carga variável, realizados em conformidade com a NBR 14545/2000, com a utilização do permeâmetro de carga variável.

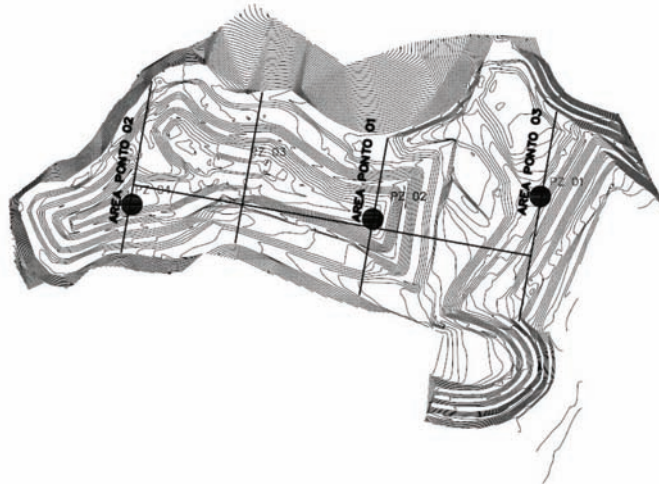


Fig. 2 – Localização dos pontos de retirada das amostras para ensaios de permeabilidade e composição granulométrica (da esquerda para a direita: PT-02, PT-01 e PT-03, marcados com círculos).

O Quadro 3 apresenta os valores médios da condutividade hidráulica vertical obtidos dos ensaios das amostras do solo de cobertura final do Sub-Aterro 1.

Para a determinação dos demais parâmetros hidráulicos de entrada no Programa HYDRUS, referentes às camadas de cobertura, o programa faz uma previsão destes a partir do valor dos percentuais de argila, silte e areia, por meio do emprego de rede neural baseada em funções de pedotransferência que integram o pacote computacional HYDRUS-1D e o código Rosetta (Schaap *et al.*, 2001). Esses parâmetros, descritos no Quadro 4, são função da retenção da água nos solos.

Quadro 3 – Valores médios calculados (em cm/s) para as permeabilidades de cada ponto e valor médio final para emprego nas simulações.

	K_{AM1}	K_{AM2}	K_{AM3}	K_m
PT-01	3,89E-05	3,54E-05	3,04E-05	3,49E-05
PT-02	3,75E-05	1,93E-05	*	2,84E-05
PT-03	8,75E-06	9,05E-06	3,48E-05	1,75E-05
	Média final			2,69E-05

* amostra não aproveitada por estar danificada.

Quadro 4 – Dados de entrada no Hydrus-1D para parâmetros hidráulicos (Šimůnek *et al.*, 1998).

Parâmetros de retenção de água pelos solos
θ_r - conteúdo volumétrico de água residual
θ_s - conteúdo volumétrico de água saturado
α - parâmetro empírico para a curva de retenção de van Genuchten ou Brooks-Corey
n - parâmetro empírico para a curva de retenção de van Genuchten
K_S - condutividade hidráulica saturada

Devido à falta de informações suficientes e adequadas, relativamente aos resíduos, os parâmetros hidráulicos destes foram obtidos da literatura, através de Breitmeyer (2011), onde o autor realiza um estudo detalhado para a estimativa dos parâmetros hidráulicos não saturados dos resíduos sólidos urbanos. Para esse estudo, Breitmeyer utilizou 46 amostras com diferentes massas específicas secas e níveis de decomposição, em escala de laboratório e de campo, com o emprego do código computacional HYDRUS-1D. Na presente pesquisa, foram utilizados os resultados médios obtidos por Breitmeyer para o modelo de van Genuchten-Mualem (Quadro 5).

Quadro 5 – Parâmetros hidráulicos dos resíduos segundo o modelo de van Genuchten (1980), empregados nos cálculos (Breitmeyer, 2011).

θ_r ($\text{cm}^3 \text{cm}^{-3}$)	θ_s ($\text{cm}^3 \text{cm}^{-3}$)	α (cm^{-1})	n (-)	K_S (cm s^{-1})	l (-)
0,25	0,53	0,20	1,98	2,7E-05	0,5

4 – METODOLOGIA PARA SIMULAÇÃO COM HYDRUS-1D

4.1 – O modelo geométrico

Para todas as simulações realizadas, o modelo geométrico foi definido considerando-se as camadas de cobertura final e intermediárias com 60 cm de espessura, e as camadas de resíduos com 500 cm de espessura, havendo pequenas variações na camada de resíduos da base, conforme a necessidade de definição dos perfis analisados (Fig. 3).

Na fase inicial da pesquisa, os perfis simulados corresponderam aos pontos de coleta das amostras (PT-01, PT-02 e PT-03), e as seções originais da massa de resíduos do Sub-Aterro I referentes a esses pontos podem ser vistas através das Figs. 4a, b e c.

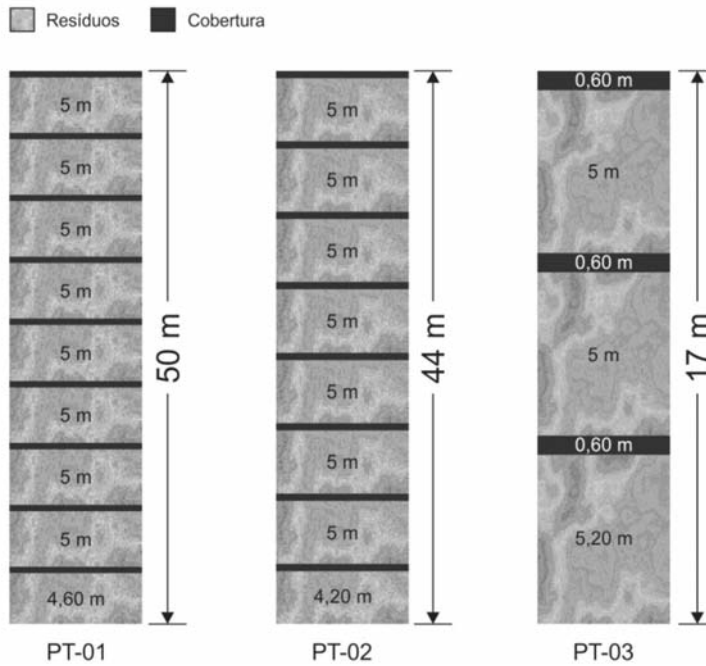


Fig. 3 – Perfis dos pontos PT-01 (50m), PT-02 (44m) e PT-03 (17m), gerados pelo programa HYDRUS-1D (adaptados).

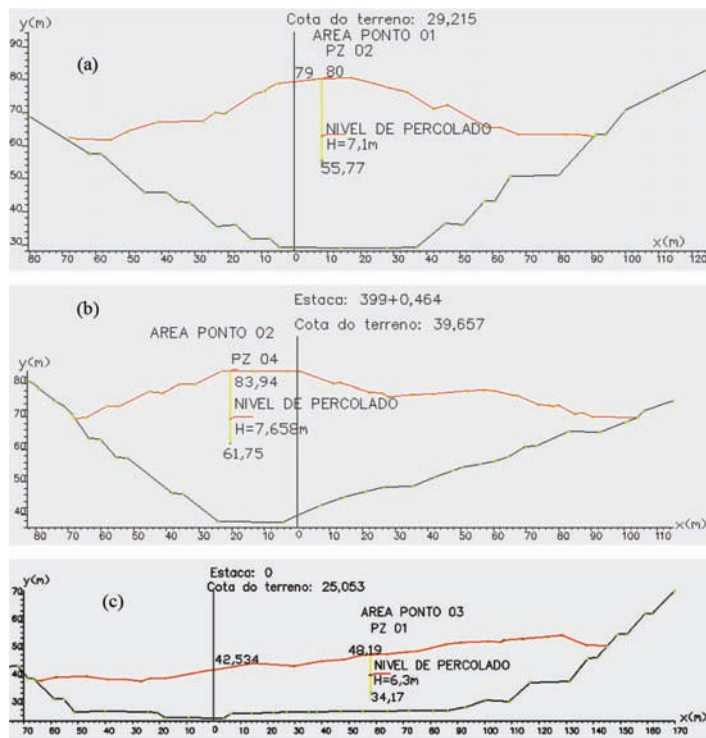


Fig. 4 – Seções referentes aos pontos (PT-01, PT-02 e PT-03) de retirada das amostras no Sub-Aterro 1.

A camada drenante, localizada na base do aterro, não foi considerada, devido à alta permeabilidade desta, da ordem de 0,01 cm/s (correspondentes a 864 cm/dia), equivalentes à condutividade hidráulica saturada da brita (Bortolazzo, 2010). Portanto, utilizou-se como hipótese que todo o líquido que chega a esta camada é drenado para fora do aterro para posterior tratamento.

Adotou-se como condição inicial o solo não saturado, cujo valor “default” equivale a -100 cm para a carga hidráulica inicial (h_0). Foi verificado, através das simulações iniciais, que esta se mantinha constante, em torno de -30 cm, sendo adotado a partir daí este valor de carga hidráulica inicial para as simulações seguintes.

O modelo adotado para as propriedades hidráulicas do solo não saturado foi o de van Genuchten-Mualem, que emprega a distribuição estatística de tamanho dos poros de Mualem (1976) para a obtenção da equação para prever a condutividade hidráulica não saturada em função dos parâmetros de retenção de água pelo solo (Šimůnek *et al.*, 2013).

Na etapa inicial dos cálculos, foi realizada a análise de sensibilidade para alguns parâmetros de entrada no Programa HYDRUS-1D. Considerou-se para fins desta análise inicial, os tempos de cálculo (*Calculation Time*), o erro relativo em termos de percentual (%) do balanço hídrico de massa para todo o domínio de fluxo (*WatBalR %* no HYDRUS-1D), e a taxa de recarga (*R*) para o perfil simulado, calculada através do quociente entre a variação do fluxo acumulado na base (*AcvBot*) para o intervalo de tempo considerado (ΔT).

O cálculo final da geração de lixiviados foi realizado através do estabelecimento de dois cenários, definidos de acordo com a configuração final das células do Sub-Aterro 1, fornecida pela empresa administradora do aterro, segundo o Quadro 6.

Quadro 6 – Conformação geométrica das células do Sub-Aterro 1.

Taludes (células)	Tipo	Área (m ²)	Área média (m ²)	Altura média (m)	Volume (m ³)
Talude 01	Pé 01	43 018,86	45 260,62	3,00	135 781,85
	Crista 01	47 502,38			
Talude 02	Pé 02	51 483,66	55 045,45	5,00	275 227,26
	Crista 02	58 607,25			
Talude 03	Pé 03	61 703,71	65 612,49	5,00	328 062,47
	Crista 03	69 521,28			
Talude 04	Pé 04	73 172,92	77 428,70	3,00	232 286,09
	Crista 04	81 684,47			
Talude 05	Pé 05	84 451,30	89 054,06	5,00	445 270,29
	Crista 05	93 656,82			
Talude 06	Pé 06	84 769,30	89 372,06	5,00	446 860,29
	Crista 06	93 974,82			
Talude 07 (bolo)	Pé 07	51 675,84	42 266,94	7,50	317 002,08
	Crista 07	32 858,04			
Talude 08 (bolo)	Pé 08	26 952,06	18 056,32	10,50	189 591,31
	Crista 08	9 160,57			
Total					2 370 081,64

4.2 – Etapas da modelagem

A seguir são mostradas as etapas de cálculo da vazão de líquidos gerados para os dois cenários pré-estabelecidos, visando a comparação final com a vazão de lixiviados monitorada no Sub-Aterro 1, para o ano de 2010, em que o aterro estava sendo finalizado e suas células já encerradas.

CENÁRIO 1: Células (ou camadas de alteamento dos resíduos) consideradas isoladamente, com base nas suas dimensões reais fornecidas (área do piso, área da crista e altura média, segundo o Quadro 6).

Para este cenário, foi considerada a influência de cada célula, considerada em separado, tomada como a média aritmética da área do piso e da crista (Fig. 5), e tendo como premissa que o fluxo gerado na célula é todo captado pela rede de drenagem.

Para o cálculo do fluxo através deste cenário, adotou-se uma única taxa de recarga (R) igual a 0,0703 cm/dia, definida em função das simulações finais realizadas para perfis de 1 a 10 metros, onde todos os resultados obtidos, para uma distribuição regular de nós, com elemento de malha igual a 1 cm e mesmo tempo de discretização, forneceram valores muito próximos a este.

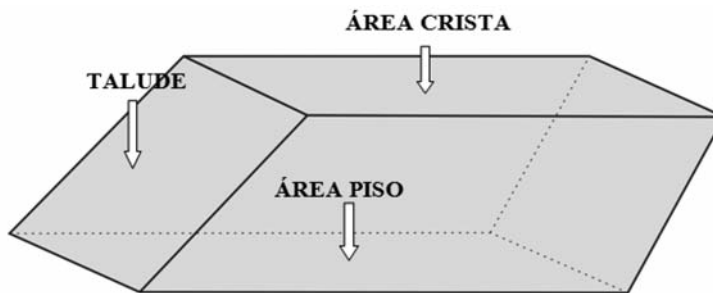


Fig. 5 – Representação esquemática de uma célula do aterro.

Para fins de comparação com a situação real de campo e diante do encerramento do Sub-Aterro 1, que na ocasião encontrava-se em fase de plantio de gramíneas, foi considerada a geração de lixiviados monitorada para o ano de 2010, que totalizou 33 098 m³ (vide Quadro 1).

Para o cálculo final da vazão de lixiviados produzida no Sub-Aterro 1, foi somada a vazão de líquidos produzida por cada célula para o ano de 2010. O cálculo para cada célula, assim como a sua totalização, encontra-se explicitado no Quadro 7, onde a vazão total obtida para os líquidos gerados foi de 123 699 m³/ano.

Relativamente a este cenário, pode-se observar que a soma das áreas de influência das células, representada pelo somatório das áreas médias das células, equivale a uma área quatro vezes a área total do Sub-Aterro 1. Por outro lado, como a área de incidência de chuva, na situação de campo, equivale a uma área quatro vezes menor, dividiu-se a vazão total assim obtida por quatro, que resultou em um total gerado de 30 925 m³, referente ao ano de 2010.

Quadro 7 – Vazão de líquidos gerados para cada célula do Cenário 1, no ano de 2010.

Célula	Altura (m)	Área média (m ²)	Vazão (m ³ /ano)
1	3,00	45 260	11 613
2	5,00	55 045	14 124
3	5,00	65 612	16 835
4	3,00	77 428	19 867
5	5,00	89 054	22 850
6	5,00	89 372	22 932
7	7,50	42 266	10 845
8	10,50	18 056	4633
Total	44,00	482 093	123 699

CENÁRIO 2: Células sobrepostas, considerando-se as áreas de influência da chuva para cada altura de perfil.

Com base nas informações anteriores, relativamente às dimensões de cada célula, foi estabelecido um modelo simplificado para a estrutura final do aterro, considerando-se as áreas da base e da crista de cada célula, porém superpondo-as, como na situação de campo, indicada simplificada na seção transversal do Sub-Aterro 1, representada nas Figs. 6a e 6b.

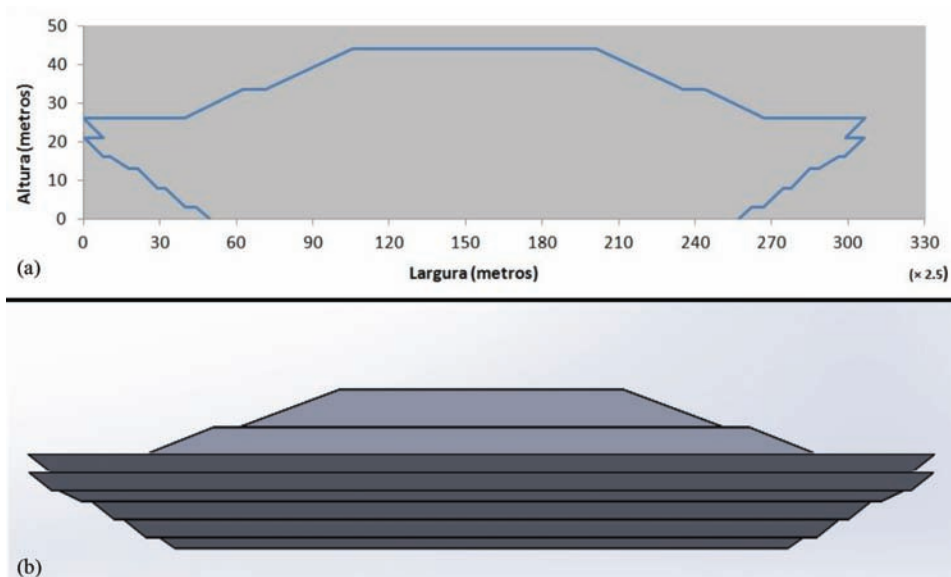


Fig. 6 – Modelo da conformação simplificada do Sub-Aterro 1, para o Cenário 2.

Neste cenário, é analisada a contribuição de cada altura de perfil (da base do aterro à crista exposta de cada célula), relativamente à área de influência da chuva para cada altura considerada, sendo o somatório das áreas de contribuição correspondente a 120 000 m² (12 hectares), que equivale a área do Sub-Aterro 1.

Os perfis foram definidos considerando-se a área aparente de cada célula e a altura desta até a base do aterro. A área para cada perfil equivale à área média da célula, calculada como a média entre a área do pé e a área da crista, e que também equivale à área de influência das chuvas.

Diante da dificuldade em se estabelecer, com precisão, uma cota única para a base de cada perfil (devido à configuração irregular na base do aterro, e também ao traçado deste, que nas laterais e ao fundo tem a sua estrutura assentada sobre taludes construídos a partir de escavações das encostas naturais), assumiu-se a seguinte simplificação: para as áreas correspondentes às células 1 a 5, considerou-se que estas teriam áreas de influência iguais, calculadas como a diferença entre a área total do Sub-Aterro 1 (120 000 m²) e a soma das áreas de influência das células superiores (6, 7 e 8), dividindo-se esse valor por 5 (células de 1 a 5).

Para o cálculo do fluxo através deste cenário, foram consideradas taxas de recarga distintas para cada altura de perfil, tendo em vista o fato de que quanto mais alto é o aterro, mais camadas de cobertura intermediária existirão, e estas, por possuírem um K_s (coeficiente de permeabilidade saturada) bem menor do que o K_s dos resíduos, dificultarão o fluxo através destes. Esta variação pode ser vista através da Fig. 7, onde para alturas até 10 metros, a taxa de recarga é quase constante, em torno de 0,070 cm/dia e, a partir de 10 metros, à medida que a altura aumenta, a taxa de recarga diminui, sendo essa variação com tendência à linearidade.

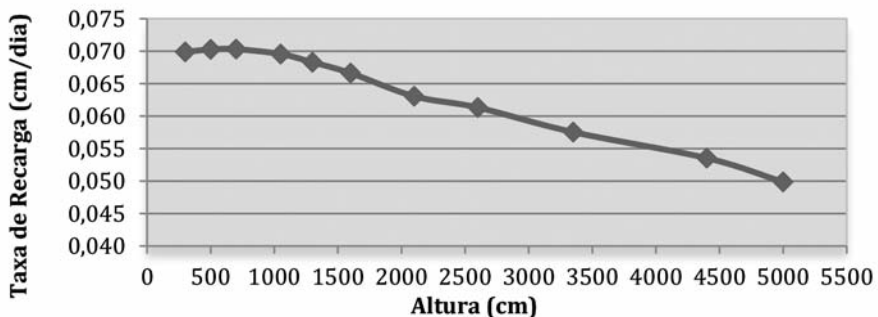


Fig. 7 – Variação da taxa de recarga com a altura do perfil para o Cenário 2.

O cálculo da vazão de lixiviados, gerada por cada perfil, e da vazão total produzida no Sub-Aterro 1, relativamente ao Cenário 2, pode ser melhor compreendido através do Quadro 8, onde a vazão produzida pelo perfil é o produto da área de influência deste pela respectiva taxa de recarga.

Quadro 8 – Produção de lixiviados, para cada área de influência, referente ao ano de 2010, para o Cenário 2.

Designação	Altura do perfil (m)	Área de influência (m ²)	Taxa de recarga (m/ano)	Lixiviados gerados (m ³ /ano)
PERFIL 01	3,00	6126	0,2566	1572
PERFIL 02	8,00	6126	0,2566	1572
PERFIL 03	13,00	6126	0,2493	1572
PERFIL 04	16,00	6126	0,2432	1572
PERFIL 05	21,00	6126	0,2302	1572
PERFIL 06	26,00	47 105	0,2239	10 546
PERFIL 07	33,50	24 211	0,2101	5086
PERFIL 08	44,00	18 056	0,1955	3529
Total				27 021

A vazão total de líquidos lixiviados, gerados no Sub-Aterro 1, calculada para o ano de 2010, relativamente ao Cenário 2, foi de 27 021 m³/ano.

CENÁRIO 2A: O mesmo modelo do cenário anterior (mesma conformação geométrica e perfis considerados), com aplicação de fator de equivalência para o índice pluviométrico da cidade de Nova Iguaçu.

Devido ao elevado índice pluviométrico na região em que se encontra o aterro, foi realizada uma tentativa de ajuste dos dados pluviométricos empregados nas simulações, tendo em vista que para todas as simulações foram empregados dados de precipitação diários de Anchieta. A partir da soma dos dados mensais de pluviometria monitorados, durante a execução do Sub-Aterro 1, e dos dados empregados nas simulações anteriores (E. A. de Anchieta) para o mesmo período, verificou-se a razão entre estas, denominada nesta pesquisa de “Fator de Ajuste”.

$$F_{\text{ajuste}} = \frac{\sum \text{IPA}_1}{\sum \text{IPA}_2} = 1,263 \quad (1)$$

onde IPA₁ é o índice pluviométrico anual de Nova Iguaçu e IPA₂ é o índice pluviométrico anual de Anchieta. O valor de F_{ajuste} obtido, segundo a Equação 1, foi multiplicado pelos dados pluviométricos diários da E.A. de Anchieta para serem empregados nas simulações relativas a este cenário.

A Fig. 8 apresenta, para fins de comparação, um comparativo dos índices pluviométricos anuais para as três estações pluviométricas analisadas, onde fica evidenciado o elevado índice pluviométrico monitorado na região do aterro, representado pelas colunas à esquerda de cada grupo por ano.

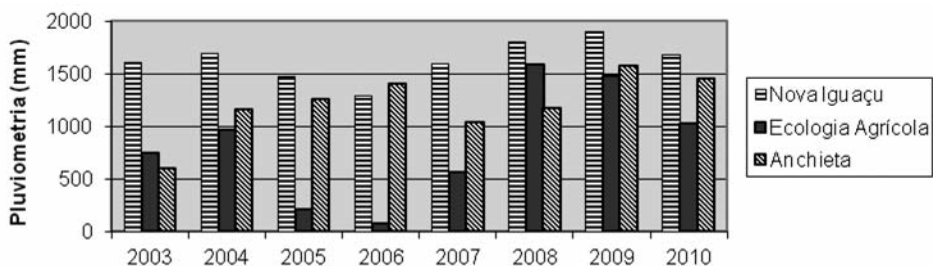


Fig. 8 – Comparativo dos índices pluviométricos anuais das regiões de Nova Iguaçu, Ecologia Agrícola (Seropédica) e Anchieta para o período de 2003- 2010.

Os resultados para as taxas de recarga obtidos através das simulações com a aplicação do Fator de Ajuste, para cada altura de perfil simulado, encontram-se no Quadro 9, onde se pode comparar estes com os resultados obtidos sem a aplicação deste fator (Cenário 2). A quarta coluna indica que um aumento no índice pluviométrico da ordem de 26% ($= F_{ajuste}$) produziu um aumento de cerca de 50 a 60% na taxa de recarga (R). Esta variação pode ser melhor visualizada através da Fig. 9, onde a linha inferior representa a variação da taxa de recarga para a pluviometria da E.A. de Anchieta empregada nas simulações e a linha superior representa esta variação com a aplicação do Fator de Ajuste para a pluviometria de Nova Iguaçu, região do aterro.

Quadro 9 – Taxas de recarga obtidas através das simulações realizadas, com e sem ajuste dos dados de pluviometria.

Altura (cm)	Taxa de recarga (R) (cm/dia), com F_{ajuste}	Taxa de recarga (R) (cm/dia), sem F_{ajuste}	Razão entre R, com e sem ajuste
300	0,1067	0,0703	1,516
700	0,1068	0,0703	1,518
1000	0,1068	0,0703	1,518
1300	0,1042	0,0683	1,525
1600	0,1023	0,0666	1,536
2000	0,0982	0,0628	1,563
2100	0,0983	0,0631	1,558
2600	0,0950	0,0613	1,549
3350	0,0922	0,0576	1,602
4400	0,0875	0,0536	1,634

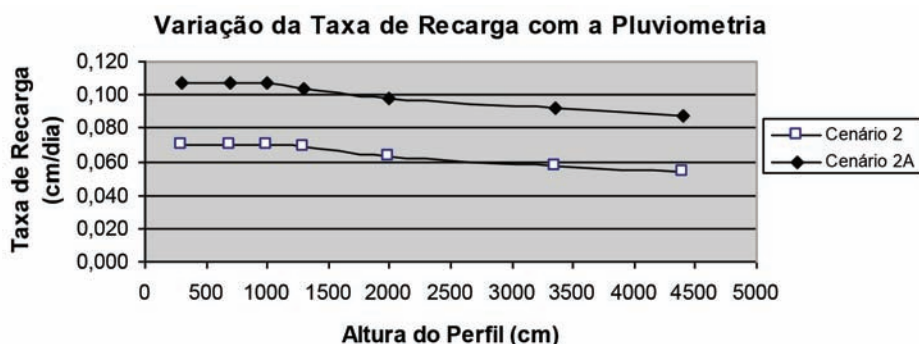


Fig. 9 – Variação da taxa de recarga com a altura do perfil, para os Cenários 2 e 2A (sem e com a aplicação do Fator de Ajuste).

O cálculo da vazão de lixiviados relativa ao ano de 2010, produzida por cada perfil simulado, e a vazão total gerada no Sub-Aterro 1, para esse ano, relativamente ao Cenário 2A, está apresentado no Quadro 10.

Quadro 10 – Produção de lixiviados para cada área de influência, no ano de 2010, referente ao Cenário 2A (com aplicação do Fator de Ajuste).

Designação	Altura do perfil (m)	Área de influência (m ²)	Taxa de recarga (m/ano)	Vazão gerada (m ³ /ano)
PERFIL 01	3,00	6125,88	0,389	2382,97
PERFIL 02	8,00	6125,88	0,389	2382,97
PERFIL 03	13,00	6125,88	0,380	2327,83
PERFIL 04	16,00	6125,88	0,374	2291,08
PERFIL 05	21,00	6125,88	0,359	2199,19
PERFIL 06	26,00	47 105,12	0,347	16 345,48
PERFIL 07	33,50	24 210,62	0,337	8158,98
PERFIL 08	44,00	18 056,32	0,319	5759,97
Total simulado Cenário 2A				41 848,47

Os resultados obtidos para os Cenários 1 e 2, com o emprego de dados de pluviometria da E. A. de Anchieta e dados de temperaturas máximas e mínimas diárias da E.A. de Ecologia Agrícola (Seropédica), para o mesmo período, ficaram bem próximos do valor monitorado da vazão real para o ano de 2010.

Para o Cenário 2A, onde ao Cenário 2 foi aplicado o *Fator de Ajuste* da pluviometria para a região do aterro, calculado em 1,263, observou-se que a aplicação deste resultou numa variação da taxa de recarga da ordem de 1,5 a 1,6 (50% a 60%).

A influência do número de células com cobertura intermediária pode ser verificada através da comparação entre os resultados das simulações para os Cenários 1 e 2 onde, para alturas maiores de perfil, acima de 10 metros, as taxas de recarga (R) diminuem com o aumento do perfil, como indicado na Fig. 7.

5 – DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A relação entre as vazões obtidas a partir dos três cenários propostos e a vazão monitorada, relativamente ao ano de 2010, é mostrada na Fig. 10.

Através dos resultados obtidos, podemos observar o seguinte:

- 1) Relativamente ao Cenário 1, houve uma diferença da ordem de 6,57%, para menos, diferença essa atribuída principalmente aos seguintes fatores: pluviometria, pois no caso avaliado, foi empregada a pluviometria obtida da E.A. de Anchieta, que apresenta uma média anual da ordem de 26% inferior à da região do Aterro Sanitário de Nova Iguaçu. Por outro lado, considerou-se apenas o montante de água (das chuvas) que entra no sistema (aterro), desprezando-se a quantidade de fluidos gerados no interior dos resíduos, que, por vezes, não é de se desprezar.
- 2) Relativamente ao Cenário 2, em que o modelo, por considerar as células sobrepostas e, portanto, perfis analisados mais próximos da situação real de campo, houve uma redução da ordem de 18,36%, que comparada com o Cenário 1, comprova a influência do aumento do número de camadas de cobertura intermediárias, na redução da taxa de recarga, e, conseqüentemente, da vazão gerada. Nesse caso, a diminuição da vazão anual deve-se não somente à pluviometria, como no Cenário 1, mas também ao aumento do número de coberturas intermediárias, além da não consideração da quantidade de líquidos gerados no interior dos resíduos.
- 3) Relativamente ao Cenário 2A, que nada mais é do que uma adaptação do Cenário 2 ao índice pluviométrico da região do aterro através da aplicação do Fator de Ajuste, a vazão produzida aumentou na ordem de 26,44%, comparada à vazão monitorada no aterro, e de 54,87%, comparada com o cenário 2A, onde a pluviometria empregada foi a da região de Anchieta, indicando a elevada e preponderante influência da precipitação na produção de lixiviados.

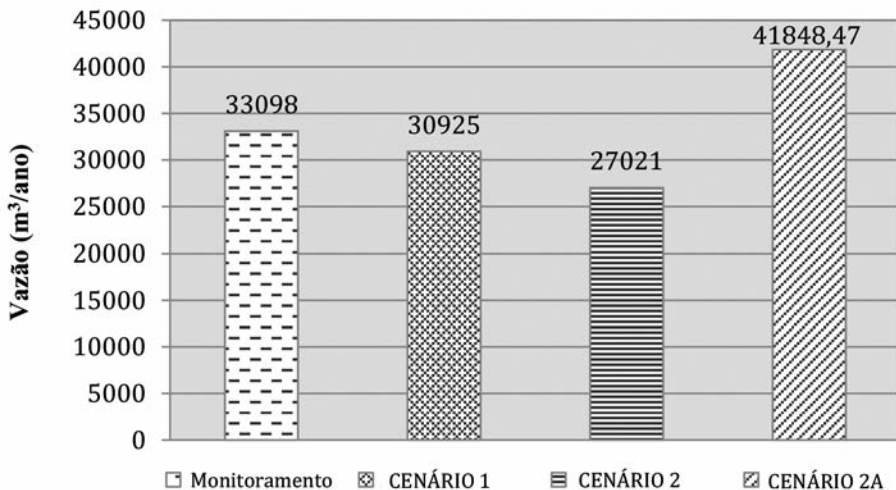


Fig. 10 – Comparativo das vazões obtidas por monitoramento *in situ* e calculadas, respectivamente aos três cenários propostos.

6 – CONCLUSÕES

Se o movimento de água em regiões não saturadas do solo é um processo extremamente complexo, devido, principalmente, à natureza heterogênea deste e à variação nas condições de contorno atmosféricas, em se tratando de aterros de resíduos este processo torna-se ainda mais complexo devido à enorme variabilidade e complexidade deste material, quando comparado ao solo. Porém, a despeito das simplificações feitas pelo HYDRUS-1D, este modelo computacional, apesar de unidimensional, pode ser considerado uma valiosa ferramenta para o estudo dos processos hidráulicos, avaliação e previsão da geração de lixiviados em aterros sanitários, tendo, no caso analisado, se mostrado bastante adequado para uma boa simulação do fluxo de líquidos por um aterro de resíduos sólidos urbanos.

Dentre os principais fatores responsáveis pela geração de líquidos lixiviados em aterros, destacam-se a área do aterro, exposta à incidência direta da pluviometria, a ineficiência das coberturas final e intermediárias na retenção de líquidos, o índice pluviométrico ao qual a região está sujeita e o processo de biodegradação dos resíduos, este último não contemplado na presente pesquisa, sendo todos os fatores citados comprovados através dos resultados das simulações e da aplicação destes nos cenários analisados.

7 – AGRADECIMENTOS

À Central de Tratamento de Resíduos de Nova Iguaçu e ao INMET (Instituto Nacional de Meteorologia), pelas informações fornecidas para a pesquisa, e sem as quais esta não poderia ter sido realizada.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2000). NBR 14545 - *Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável*. Rio de Janeiro.
- Borba, S.M.P. (2006). *Análise de Modelos de Geração de Gases em Aterros Sanitários: Estudo de Caso*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil, 134 p.
- Bortolazzo, W.M. (2010). *Estimativa da Produção de Percolados no Aterro Sanitário de Nova Iguaçu com a Aplicação de Modelos Computacionais*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil, 189 p.
- Breitmeyer, R.J. (2011). *Hydraulic Characterization of Municipal Solid Waste*, PhD Dissertation, University of Wisconsin-Madison, USA, 192p.
- Brooks, R.H.; Corey, A.T. (1964). *Properties of porous media affecting fluid flow*, J. Irrig. Drainage Div., ASCE Proc. 72(IR2), pp. 61-88.
- Durner, W. (1994). *Hydraulic conductivity estimation for soils with heterogeneous pore structure*. Water Resources Research, 32(9), pp. 211-223.
- GEORIO (2014). Prefeitura do Rio de Janeiro – Alerta Rio, Dados Pluviométricos Diários. Disponível em: <<http://www0.rio.rj.gov.br/alertario/>>. Acesso em: 04/03/2014.

- INMET (2011). Instituto Nacional de Meteorologia. Disponível em:
<http://www.inmet.gov.br/sonabra/maps/pg_automaticas.php>. Acesso em: setembro de 2011.
- Kosugi, K. (1996). *Lognormal distribution model for unsaturated soil hydraulic properties*. Water Resources Research, 32(9), pp. 2697-2703.
- Mualem, Y. (1976). *A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media*. Water Resources Research, 12(3), pp. 513-522.
- Schaap, M.G.; Leij, F.J.; van Genuchten, M.Th. (2001). *Rosetta: a computer program for estimating soil hydraulic parameters with hierarchical pedotransfer functions*. Journal of Hydrology, 01/2001, 251, pp. 163-176.
- Šimůnek, J.; Šejna, M.; van Genuchten, M.Th. (1998). *The HYDRUS-1D software package for simulating the one-dimensional movement of water, heat, and multiple solutes in variably saturated media*. Version 2.0. IGWMC – TPS – 70, International Ground Water Modeling Center, Colorado School of Mines, Golden, Colorado, 162p.
- Šimůnek, J.; Šejna, M.; van Genuchten, M.Th. (2013). *The HYDRUS-1D package for simulating the movement of water, heat, and multiple solutes in variably saturated media*. Version 4.16. Department of Environmental Sciences, University of California, Riverside, California, USA.
- van Genuchten, M.Th. (1980). *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Soil Science Society of America Journal, 44(5), pp. 892-898.
- Vogel, T.; Císlerová, M. (1988). *On the reliability of unsaturated hydraulic conductivity calculated from the moisture retention curve*. Transport in Porous Media, 3(1), pp. 1-15.

BARREIRAS VERTICAIS DE CONTENÇÃO DE CONTAMINANTES EM ÁGUAS SUBTERRÂNEAS: ANÁLISE HIERÁRQUICA

Slurry walls for control of contaminants in groundwater:
Analytic Hierarchy Process

José Henrique Ferronato Pretto*

Priscila Batista**

Adilson do Lago Leite***

Alessander Christopher Morales Kormann****

Marcelo Henrique Farias de Medeiros*****

Roberta Bomfim Boszczowski*****

RESUMO – A remediação de contaminações em águas subterrâneas e no solo tem sido alvo de estudos devido ao alto impacto e custo de recuperação. Um dos métodos utilizados para a contenção de plumas contaminantes é a cortina vertical. O presente trabalho tem por objetivo escolher a partir de dados de propriedades índice, hidráulicas, físico-químicas e mecânicas, o melhor material, entre quatro alternativas, a ser utilizado nas cortinas verticais com a função de contenção de plumas contaminantes. Os quatro tipos de materiais analisados foram um solo natural (SN), um solo natural com bentonita (SB), um solo natural com bentonita e cimento (SBC) e bentonita pura (B). O Método de Análise Hierárquica (AHP) foi utilizado como ferramenta de tomada de decisão para escolha da melhor solução de contenção, sendo utilizados dois critérios (caracterização e permeabilidade) e três subcritérios para a caracterização (caracterização geotécnica, físico química e resistência). Devido à indisponibilidade de dados de resistência da bentonita foram realizadas três análises, as quais indicaram o solo natural (SN) como sendo a melhor alternativa devido à influência relativa da permeabilidade.

SYNOPSIS – The remediation of contaminants in ground water and soil has been investigated due to the high impact and cost of recovery. One of the methods used to contain contaminant plumes is slurry walls. The aim of this work is to choose using geotechnical, hydraulic, physicochemical and mechanical data, the best material among four alternatives to be used in slurry walls as contamination plume barriers. The four types of materials tested were a natural soil (SN), a natural soil with bentonite (SB), a natural soil with bentonite and cement (SBC) and bentonite (B). The Analytic Hierarchy Process was applied as a decision making tool using two criteria (characterization and

* Mestre em Engenharia de Construção Civil (Área de Geotecnia) pela Universidade Federal do Paraná (UFPR), Professor da UFPR – Curitiba (PR), Brasil. Email: jose.fpretto@gmail.com

** Mestre em Engenharia de Construção Civil (Área de Geotecnia) pela Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), Ouro Preto (MG), Brasil. Email: priscilacivil@yahoo.com.br

*** Doutor em Geotecnia pela Universidade de São Paulo (USP), Professor Doutor da UFOP – Ouro Preto (MG), Brasil. Email: alleite@em.ufop.br

**** Doutor em Engenharia Civil (Área de Geotecnia) pela Universidade de São Paulo (USP), Professor Doutor da UFPR – Curitiba (PR), Brasil. Email: alessander@ufpr.br

***** Doutor em Engenharia Civil (Área de Materiais) pela Universidade de São Paulo (USP), Professor Doutor da UFPR – Curitiba (PR), Brasil. Email: medeiros.ufpr@gmail.com

***** Doutora em Engenharia Civil (Área de Geotecnia) pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio), Professora Doutora da UFPR – Curitiba (PR), Brasil.
Email: roberta.bomfim@ufpr.br

permeability) and three subcriteria for characterization (geotechnical characterization, physicochemical and resistance). Due to the unavailability of resistance data for bentonite three analyses were performed, which indicated the natural soil (SN) as the best alternative because of the relative influence of the permeability.

PALAVRAS CHAVE – Análise hierárquica, barreiras verticais, plumas contaminantes.

1 – INTRODUÇÃO

O uso de barreiras de contenção visando o controle de contaminantes em águas subterrâneas vem sendo muito discutido principalmente nos Estados Unidos da América e na Europa (Batista, 2006). Em 1998, a *Environmental Protection Agency* classificou algumas dessas barreiras e entre elas está a focada neste trabalho: as barreiras verticais “slurry walls”. No Brasil é crescente o uso deste tipo de solução com o propósito de conter o avanço de plumas contaminantes em direção à água subterrânea. Trata-se de escavações em forma de trincheira, preenchidas inicialmente com lama bentonítica ou material de baixa permeabilidade e posteriormente feito um reaterro com material selecionado, a fim de conter, divergir ou encapsular o fluxo de contaminantes, conforme mostrado na Fig. 1.

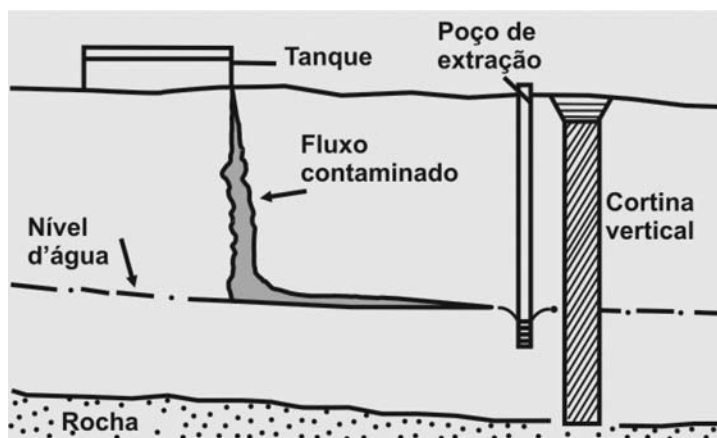


Fig. 1 – Esquema de cortina vertical para contenção de vazamentos (Sharma e Lewis, 1994).

O termo contaminação, utilizado tanto para solos quanto para águas subterrâneas, refere-se a acontecimentos resultantes da intervenção do homem no meio. As contaminações podem ocorrer nos diferentes componentes ambientais como: litosfera (solo e rocha), hidrosfera (rios, lagos, oceanos e águas subterrâneas) e atmosfera.

O estudo constante para obtenção de melhorias e otimização dos materiais tem auxiliado a minimizar danos ambientais e a se buscar correções de possíveis contaminações. Exemplo disto é o trabalho de Opdyke e Evans (2005), onde foram analisadas vinte misturas, definindo em laboratório sua permeabilidade e resistência a compressão simples, visando a utilização em cortinas verticais (*slurry walls*). O foco do trabalho aqui descrito será analisar o material com melhor desempenho para cortinas verticais de contenção de plumas contaminantes em locais com contaminações prévias. Rodríguez-Cruz *et al.* (2007) estudaram a mitigação do avanço de diferentes tipos de pesticidas no solo com a utilização de colunas verticais de diferentes argilas. Este tipo de intervenção, conhecida como remediação, é realizado com foco principal na contenção

da contaminação para posterior retirada do contaminante do solo. Carey *et al.* (1997) citam três principais objetivos das ações de remediação: a prevenção de migração da contaminação através das águas subterrâneas, infiltração de água na área contaminada e a prevenção de possíveis contatos com o material contaminado.

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 – Método de Análise Hierárquica (AHP)

Na engenharia civil, o potencial do Método de Análise Hierárquica (AHP – “Analytic Hierarchy Process”) tem sido pouco explorado, porém podem citar-se exemplos de estudos que usaram esta ferramenta como instrumento de decisão, tais como: Marchezetti *et al.* (2011), no tratamento de resíduos domiciliares; Silva e Souza (2011), na seleção de caminhões coletores-compactadores de resíduos sólidos; Lisboa e Waisman (2006) e Zayed *et al.* (2008) nas decisões relacionadas a área de projeto de rodovias; Pan (2008), na seleção de métodos de construção de pontes; Lai *et al.* (2008), no projeto de obras públicas; Pereira *et al.* (2012), para a escolha de percentuais de substituição de resíduos de construção como agregados na dosagem de concretos; Mattana *et al.* (2012), na escolha de argamassas de revestimento com agregado natural ou com agregado de britagem de rocha; Perelles *et al.* (2013) na escolha da melhor opção entre sistemas de reforço com fibras; Grunberg *et al.* (2014) na escolha entre sistemas de certificação verde para edificações.

O AHP é uma técnica multicriterial ou multiobjetivo desenvolvida pelo matemático norte americano Thomas L. Saaty, e baseia-se no método newtoniano e cartesiano, que busca tratar a complexidade com a decomposição e divisão do problema em fatores claros e dimensionáveis, estabelecendo relações entre estes para depois sintetizar as informações (Marins *et al.*, 2009).

A propagação e a capacidade do AHP se devem principalmente ao conjunto de características como a simplicidade na aplicação, a naturalidade no trato de aspectos subjetivos e a flexibilidade do uso (Lisboa e Waisman, 2006). A grande vantagem do método é alternar etapas de cálculo com etapas de diálogo, ou seja, pressupõe uma influência contínua e direta do decisor ou de outros atores na construção da solução e não somente na definição do problema (Lozano, 2006). Quando vários objetivos são importantes para o decisor, pode ser difícil escolher entre as alternativas. Neste caso, o AHP é uma ferramenta que pode resolver problemas complicados em que os objetivos têm interações e correlações (Gomes, 2009).

O AHP objetiva a seleção ou escolha de alternativas baseando-se em três princípios: a construção de hierarquias, a definição de prioridades e a consistência lógica do modelo gerado. Os parâmetros utilizados e seus respectivos pesos são avaliados qualitativa e quantitativamente de maneira individual dentro da análise hierárquica. Na Fig.2 pode ser observado o macrofluxo de uma análise hierárquica conforme proposto por Costa (2002).

As três primeiras etapas desse macrofluxo foram retiradas do trabalho de Batista (2006), onde são descritos todos os processos de ensaio e características das alternativas de escolha (solo natural - SN, solo natural com mistura de bentonita - SB, solo natural com mistura de bentonita e cimento - SBC e 100% bentonita - B). A partir do processamento das informações são iniciadas as análises visando à escolha do melhor material ou mistura a utilizar.

A análise hierárquica basicamente é construída conforme a Fig. 3, onde existe uma decisão a ser tomada e abaixo dela critérios e alternativas.

Para o estudo realizado com os dados de Batista (2006), utilizou-se a estrutura do AHP conforme a Fig. 4, que apresenta como critérios principais as propriedades índice, a resistência mecânica, as características físico-químicas e a permeabilidade dos materiais considerados como alternativas de composição da cortina vertical.

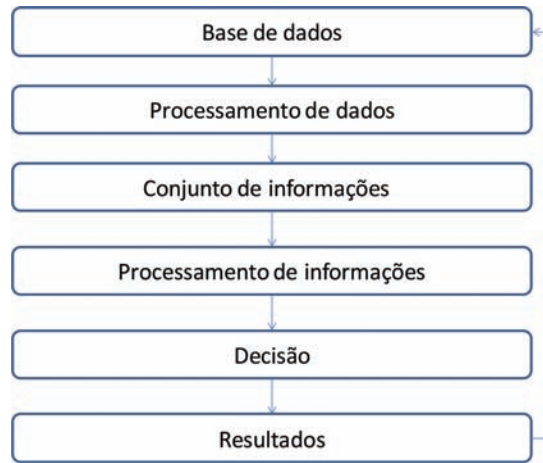


Fig. 2 – Macrofluxo do processo decisório (adaptado de Costa, 2002).



Fig. 3 – Hierarquia para tomada de decisão.

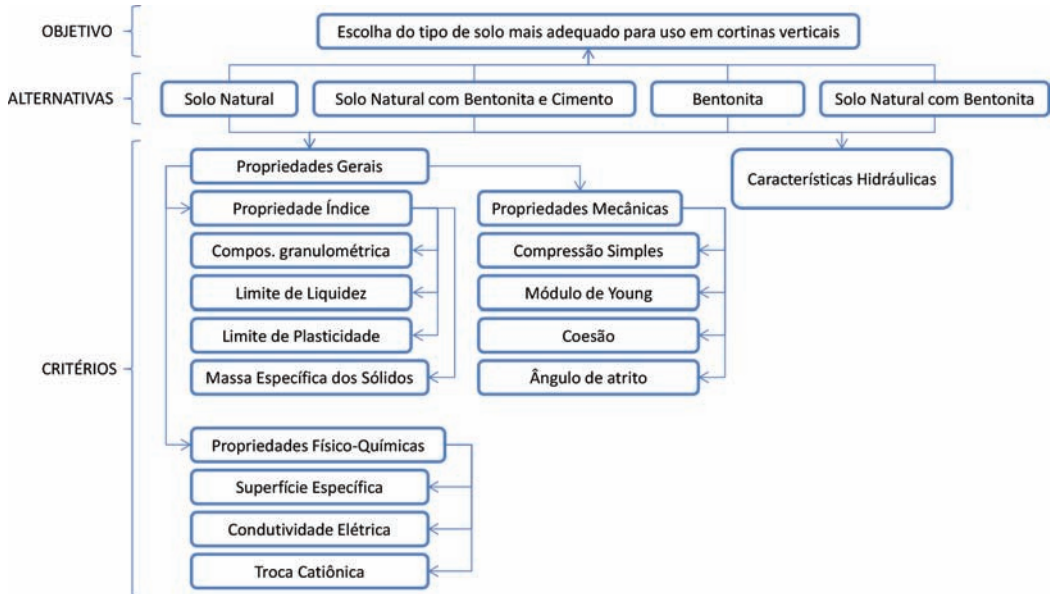


Fig. 4 – Fluxograma do AHP adotado.

2.2 – Opções de escolha

Para amostras com misturas utilizaram-se proporções a partir do peso seco. As opções de mistura entre solo e bentonita foram baseadas em valores citados na literatura, como os trabalhos de D'Appolonia e Ryan (1979), Sharma e Lewis (1994), Shackelford e Jefferis (2000) e Ryan e Day (2002). No caso da mistura entre solo e cimento, não foram encontrados registros na literatura, sendo assim arbitrada por Batista (2006) a proporção de 3%.

2.2.1 – Solo natural (SN)

É um solo laterítico residual de gnaiss. Normalmente, esse tipo de solo resulta de um processo de intemperização; em campo, normalmente solos lateríticos apresentam-se com alta porosidade e drenabilidade.

2.2.2 – Solo natural com bentonita e cimento (SBC)

Foi realizada uma mistura de 94% do solo natural, 3% de bentonita e 3% de cimento. O cimento utilizado nas amostras foi o Portland de alto forno CP III 40 RS.

2.2.3 – Solo natural com bentonita (SB)

Foi realizada a mistura com 97% do solo natural e 3% de bentonita.

2.2.4 – Bentonita 100% Kataz (B)

A bentonita é um material que tem como principal característica seu potencial de expansibilidade e comportamento tixotrópico. Trata-se de uma bentonita da marca Kataz, proveniente de uma jazida no município de Boa Vista, Paraíba. A mesma bentonita foi utilizada por Farnezi (2006).

2.3 – Definições de critérios e subcritérios

Os critérios e subcritérios utilizados para o AHP partiram de ensaios laboratoriais, visando a caracterização das alternativas segundo suas características gerais, mineralógicas e físico-químicas.

2.3.1 – Análise granulométrica

A análise granulométrica consiste na determinação do tamanho das partículas presentes em um solo, expressa como porcentagem do peso total. Em geral, utiliza-se o ensaio de peneiramento e o ensaio de sedimentação. Batista (2006) utilizou a NBR 7181 (ABNT, 1984d), a qual continua em vigor, para realização da análise granulométrica.

2.3.2 – Limite de plasticidade (LP) e limite de liquidez (LL)

O teor de umidade associado à transição do estado semisólido para o estado plástico consiste no limite de plasticidade, e do estado plástico para o líquido o limite de liquidez. Os valores de LL e LP foram determinados respectivamente pelas normas NBR 6459 (ABNT, 1984a) e NBR 7180 (ABNT, 1984c), conforme citado por Batista (2006), as quais continuam em vigor.

2.3.3 – *Massa específica dos sólidos (γ)*

A massa específica dos sólidos de um solo tem seu valor relacionado com os minerais que o constituem e com a porcentagem relativa da presença dos mesmos. Para a preparação das amostras e a realização do ensaio, Batista (2006) seguiu a NBR 6508 (ABNT, 1984b).

2.3.4 – *Capacidade de troca catiônica (CTC)*

Conforme descrito por Batista (2006), a capacidade de um solo trocar cátions está relacionada diretamente com a carga negativa de suas partículas. No ensaio de adsorção de azul de metileno, o cátion azul de metileno substitui os cátions Na^+ , Ca^{2+} , K^+ , Mg^{2+} , e H_3O^+ adsorvidos aos argilo-minerais, ocorrendo um processo de troca irreversível, caracterizando-se como uma forma de medida da capacidade de troca catiônica (CTC). Assim, os solos com maior CTC são mais reativos, o que se reflete no comportamento geotécnico através de uma maior plasticidade e expansibilidade. Ou seja, esses materiais em contato com a água tendem a exibir um aumento de volume mais acentuado. Nas misturas caracterizadas como SB e SBC não houve grandes variações quando comparadas ao SN, já em B o aumento foi considerável.

Utiliza-se o mesmo ensaio de adsorção de azul de metileno, descrito por Pejon (1992), no entanto para se conhecer a capacidade de troca catiônica utiliza-se a equação 1.

$$CTC = \frac{V.C.100}{M} \quad (1)$$

CTC – capacidade de troca catiônica (cmol/kg);

$C = 0,0047 \text{ N}$;

M – massa de solo seco (g);

V – volume de solução de azul de metileno (cm^3).

2.3.5 – *Superfície específica (SE)*

A superfície específica de um solo equivale à soma da área exposta de todas as partículas contidas em uma unidade de volume ou de peso. Quanto maior a partícula mineral, menor a superfície específica do solo. Superfícies específicas da fração fina do solo possuem relação direta com a retenção de contaminantes e com a reatividade do solo, isto porque partículas com maior área de exposição desenvolvem mais cargas de superfície. O ensaio de adsorção de azul de metileno é realizado conforme procedimento preconizado por Pejon (1992), e a partir deste encontra-se a superfície específica conforme a equação 2.

$$SE = \frac{3,67.V}{M} \quad (2)$$

SE – superfície específica (m^2/g);

V – volume de solução de azul de metileno (cm^3);

M – massa de solo seco (g).

2.3.6 – *Condutividade elétrica do extrato aquoso (CE)*

Este ensaio objetiva estimar a salinidade utilizando uma proporção água:solo de 1:1, conforme indicado por Camargo *et al.* (1986). Sabe-se que esta condutividade elétrica varia diretamente com a quantidade de sais dissolvidos na água contida nos poros do solo. Poderá ser observado que a

bentonita tem valores até 80 vezes maiores que o solo natural, isso devido à mesma ter sofrido tratamento com cloreto de sódio, conforme informações repassadas pelos fornecedores.

2.3.7 – Condutividade hidráulica (k)

O ensaio de permeabilidade realizado para a determinação deste parâmetro geotécnico foi o de carga variável, segundo a NBR 14545 (ABNT, 2000). As grandezas de permeabilidade dos solos devem-se à existência de espaços vazios interconectados, através dos quais a água consegue fluir de pontos de alta energia para pontos de baixa energia.

2.3.8 – Resistência a compressão simples

O ensaio de compressão simples consiste na ruptura de uma amostra por compressão axial, sem confinamento lateral. A resistência do solo à compressão simples é dada pela razão entre a carga máxima aplicada e a área do corpo de prova. Os ensaios seguem procedimento conforme IE 004 (DNER, 1994).

2.3.9 – Módulo de Young (E)

O módulo de Young foi calculado com base no gráfico de tensão *versus* deformação a partir da equação 3.

$$E = \sigma/\varepsilon \quad (3)$$

E - módulo de Young ou módulo de elasticidade (Pa);

σ - tensão aplicada (Pa);

ε - deformação do corpo (adimensional).

Este parâmetro indica a rigidez do solo e, portanto, será possível observar um aumento no módulo de Young (módulo de elasticidade) nos casos onde foram utilizadas as misturas com cimento.

2.3.10 – Coesão (c)

A coesão dos materiais foi obtida por Batista (2006) a partir de ensaios de cisalhamento direto, onde se observou o intercepto no eixo das ordenadas de retas ajustadas em diagramas tensão cisalhante *versus* deslocamento.

2.3.11 – Ângulo de atrito (ϕ)

O ângulo de atrito também foi obtido nos ensaios de cisalhamento direto descritos por Batista (2006).

3 – RESULTADOS

3.1 – Banco de dados

Conforme descrito previamente, os dados utilizados nas análises hierárquicas seguiram os resultados de ensaios realizados por Batista (2006). No Quadro 1 observam-se estes valores, com exceção dos valores do critério resistência da bentonita, os quais não foram informados devido às dificuldades de execução dos ensaios em material na consistência de lama.

A falta desses dados dificultou a consideração da bentonita como alternativa, deixando dúvidas sobre a melhor conduta a ser tomada. Por este motivo, decidiu-se realizar mais de uma análise hierárquica, buscando-se uma melhor visualização da alternativa a ser considerada como mais adequada. As análises foram as seguintes:

- **Análise Hierárquica 1** – Alternativas com SN, SB e SBC, utilizando o parâmetro de resistência;
- **Análise Hierárquica 2** – Alternativas com SN, SB, SBC e B, sem a utilização do parâmetro de resistência;
- **Análise Hierárquica 3** – Alternativas com SN, SB, SBC e B, utilizando o parâmetro de resistência da bentonita igual a 0.

Quadro 1 – Resultados dos ensaios de laboratório.

Propriedades	Solo Natural (SN)	Solo Natural com Bentonita (SB)	Solo Natural com Bentonita e Cimento (SBC)	100% Bentonita (B)
Composição Granulométrica	Argila Arenosa	Argila Arenosa	Argila Areno-Siltosa	Argila
Limite de Liquidez (%)	67,60	82,60	60,90	494,12
Limite de Plasticidade (%)	46,90	37,80	38,00	93,84
Massa Específica dos Sólidos (g/cm³)	2,68	2,68	2,69	2,70
Superfície Específica (m²/g)	28,18	37,55	35,57	414,88
Condutividade Elétrica do Extrato Aquoso (μS/cm)	29,0	365,5	1415,5	2370,0
Capacidade de Troca Catiônica (cmol/kg)	3,6	4,8	4,57	53,13
Permeabilidade (cm/s)	$5,3 \times 10^{-7}$	$7,0 \times 10^{-7}$	$3,8 \times 10^{-5}$	$9,1 \times 10^{-7}$
Resistência a Compressão Simples (kPa)	42,66	25,16	77,11	-
Módulo de Young (kPa)	2370,00	2516,00	6217,70	-
Coesão (kPa)	79,59	45,87	97,35	-
Ângulo de Atrito (°)	35,35	26,56	28,81	-

Fonte: adaptado de Batista e Leite (2010)

3.2 – Matriz de decisão

Devido ao objetivo principal ser a avaliação dos solos estudados na utilização em cortinas verticais para barreiras no caso de contaminação do solo, utilizou-se dois critérios na matriz de decisão. O primeiro critério leva em conta o desempenho do material pelas suas características geotécnicas, sua resistência mecânica e físico-química. O segundo critério, e para este caso o mais importante, leva em consideração somente a permeabilidade do solo. Considera-se este o critério de maior importância porque ele apresenta o principal papel na barreira construída, restringindo o fluxo dos contaminantes.

A escala de comparação entre os critérios atribui valores de 0,5 a 2, onde:

- 0,5 - menos importante;
- 1,0 - igual importância;
- 2,0 - mais importante.

A seguir são mostrados os valores de importância relativa para os critérios utilizados nas três análises.

Dentro de cada critério utilizado no Quadro 2, foram realizadas matrizes de decisão para a definição da caracterização e da permeabilidade devido ao uso de subcritérios. Nos Quadros 3 e 4 são mostradas as matrizes.

Quadro 2 – Matriz de decisão.

MATRIZ DE DECISÃO					
ESCALA DE IMPORTÂNCIA		Caracterização	Permeabilidade	Total da Linha (TL)	Importância Relativa (IR)
Menos importante	0,5				
Igual importância	1,0				
Mais importante	2,0				
Caracterização		1,0	0,5	1,5	0,3
Permeabilidade		2,0	1,0	3,0	0,7
Total Geral (TG)				4,5	1,0

Quadro 3 – Matriz de decisão para o critério de caracterização.

MATRIZ DE DECISÃO - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO						
ESCALA DE IMPORTÂNCIA		Ensaio de Caracterização	Caracterização Físico-Química	Resistência	Total da Linha (TL)	Importância Relativa (IR)
Menos importante	0,5					
Igual importância	1,0					
Mais importante	2,0					
Ensaio de Caracterização		1,0	0,5	0,5	1,5	0,2
Caracterização Físico-Química		2,0	1,0	2,0	3,0	0,4
Resistência		2,0	0,5	1,0	2,5	0,4
Total Geral (TG)					7,0	1,0

Para o caso da análise 2, não foram utilizados os valores de resistência, portanto no Quadro 3 a matriz de decisão da caracterização considera apenas os ensaios de caracterização geotécnica e físico-química.

Quadro 4 – Matriz de decisão para o critério de permeabilidade.

MATRIZ DE DECISÃO - PERMEABILIDADE						
ESCALA DE IMPORTÂNCIA		Condutividade Hidráulica (cm/s)	Total da Linha (TL)	Importância Relativa (IR)		
Menos importante	0,5					
Igual importância	1,0					
Mais importante	2,0					
Condutividade Hidráulica (cm/s)		1,0	1,0	1,0		
Total Geral (TG)			1,0	1,0		

3.3 – Cálculo das variáveis

Os dados relacionados a seguir foram considerados na análise hierárquica 3 e a escala de importância utilizada nos cálculos dentro de cada critério segue a mesma grandeza das matrizes de decisão, podendo assim existir valores 0,5 a 2, como mostra as análises dos Quadros 5 a 7. Para o caso do critério de impermeabilização, por se tratar de uma única variável não se faz necessária esta etapa.

Quadro 5 – Escala de importância para o critério de caracterização geotécnica.

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA							
ESCALA DE IMPORTÂNCIA		Análise Granulométrica	Limite de Liquidez	Limite de Plasticidade	Massa Específica dos Sólidos	Total da Linha (TL)	Importância Relativa
Menos importante	0,5						
Igual importância	1,0						
Mais importante	2,0						
Análise Granulométrica		1,0	2,0	2,0	2,0	7,0	0,4
Limite de Liquidez (%)		0,5	1,0	1,0	2,0	4,5	0,2
Limite de Plasticidade (%)		0,5	1,0	1,0	2,0	4,5	0,2
Massa Específica dos Sólidos (g/cm ³)		0,5	0,5	0,5	1,0	2,5	0,1
Total Geral (TG)						18,5	1,0

Quadro 6 – Escala de importância para o critério de caracterização físico-química.

CARACTERIZAÇÃO FÍSICO-QUÍMICA						
ESCALA DE IMPORTÂNCIA		Superfície Específica (m ² /g)	Condutividade Elétrica (μS/cm)	Troca Catiônica (cmol/kg)	Total da Linha (TL)	Importância Relativa
Menos importante	0,5					
Igual importância	1,0					
Mais importante	2,0					
Superfície Específica (m ² /g)		1,0	2,0	2,0	5,0	0,5
Condutividade Elétrica (μS/cm)		0,5	1,0	0,5	2,0	0,2
Troca Catiônica (cmol/kg)		0,5	2,0	1,0	3,5	0,3
Total Geral (TG)					10,5	1,0

Quadro 7 – Escala de importância para o critério de caracterização de resistência.

CARACTERIZAÇÃO DE RESISTÊNCIA							
ESCALA DE IMPORTÂNCIA		Resistência a Compressão Simples (kPa)	Módulo de Young (kPa)	Coesão	Ângulo de Atrito	Total da Linha (TL)	Peso da Variável (PV)
Menos importante	0,5						
Igual importância	1,0						
Mais importante	2,0						
Resistência a Compressão Simples (kPa)		1,0	2,0	2,0	2,0	7,0	0,4
Módulo de Young (kPa)		0,5	1,0	2,0	1,0	4,5	0,2
Coesão		0,5	0,5	1,0	0,5	2,5	0,1
Ângulo de Atrito		0,5	1,0	2,0	1,0	4,5	0,2
Total Geral (TG)						18,5	1,0

3.4 – Desempenho das alternativas

Para a análise dos dados, quando estes eram quantitativos, utilizaram-se sempre os valores encontrados por Batista (2006). Nos casos onde foram necessárias considerações qualitativas utilizou-se uma escala de importância dada por:

- 1,0 - inadequado
- 2,0 - suficiente
- 3,0 - bom
- 4,0 - muito bom

3.4.1 – Desempenho das alternativas quanto ao critério de caracterização

Para a análise granulométrica mostrada nos Quadros 8 e 9, foi necessária uma consideração qualitativa dos resultados por se tratar de dados conceituais do tipo do solo ou da mistura. Sob a

ótica da granulometria, a bentonita foi considerada como alternativa de desempenho “muito bom”, por se referir a um material com característica de baixa permeabilidade e alta expansibilidade. Para a alternativa SBC levou-se em consideração a existência de maior quantidade de finos, sendo possível observar siltes, estando assim com um desempenho abaixo de B mas ainda podendo ser considerado “bom”. As alternativas SN e SB definiram-se como suficientes por serem principalmente compostas de argila, no entanto com quantidade de areia relevante.

O melhor desempenho encontrado baseou-se na alternativa de B com uma vantagem relativamente alta, chegando a um desempenho de cerca de 50% superior à segunda melhor alternativa.

Quadro 8 – Desempenho das alternativas quanto ao critério de caracterização – Parte 1.

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA										
ESCALA DE IMPORTÂNCIA		Atribuição dos valores				Normalização dos dados				Peso Variável (PV)
		Solo Natural (SN)	Solo Natural com Bentonita (SB)	Solo Natural com Bentonita e Cimento (SBC)	100% Bentonita (Bentonita Kataz)	Solo Natural (SN)	Solo Natural com Bentonita (SB)	Solo Natural com Bentonita e Cimento (SBC)	100% Bentonita (Bentonita Kataz)	
Inadequado	1,0	Solo Natural (SN)	Solo Natural com Bentonita (SB)	Solo Natural com Bentonita e Cimento (SBC)	100% Bentonita (Bentonita Kataz)	Solo Natural (SN)	Solo Natural com Bentonita (SB)	Solo Natural com Bentonita e Cimento (SBC)	100% Bentonita (Bentonita Kataz)	0,4
Suficiente	2,0									
Bom	3,0									
Muito bom	4,0									
Análise Granulométrica		2,0	2,0	3,0	4,0	0,5	0,5	0,8	1,0	0,4
Limite de Liquidez (%)		67,60	82,60	60,90	494,12	0,1	0,2	0,1	1,0	0,2
Limite de Plasticidade (%)		46,90	37,80	38,00	93,84	0,5	0,4	0,4	1,0	0,2
Massa Específica dos Sólidos (g/cm ³)		2,68	2,68	2,69	2,70	1,0	1,0	1,0	1,0	0,1
Índice de desempenho (ID)										1,0

Quadro 9 – Desempenho das alternativas quanto ao critério de caracterização – Parte 2.

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA					
ESCALA DE IMPORTÂNCIA		Desempenho de cada alternativa			
		Solo Natural (SN)	Solo Natural com Bentonita (SB)	Solo Natural com Bentonita e Cimento (SBC)	100% Bentonita (Bentonita Kataz)
Inadequado	1,0	Solo Natural (SN)	Solo Natural com Bentonita (SB)	Solo Natural com Bentonita e Cimento (SBC)	100% Bentonita (Bentonita Kataz)
Suficiente	2,0				
Bom	3,0				
Muito bom	4,0				
Análise Granulométrica		18,9%	18,9%	28,4%	37,8%
Limite de Liquidez (%)		3,3%	4,1%	3,0%	24,3%
Limite de Plasticidade (%)		12,2%	9,8%	9,9%	24,3%
Massa Específica dos Sólidos (g/cm ³)		13,4%	13,4%	13,5%	13,5%
Índice de desempenho (ID)		47,8%	46,2%	54,7%	100,0%

3.4.2 – Desempenho das alternativas quanto ao critério de caracterização físico-químico

Os dados de características físico-químicas foram diretamente relacionados com os ensaios de Batista (2006), por se tratar de dados quantitativos. Como pode ser observado, os valores obtidos atingiram os melhores resultados chegando a índices de desempenho muito superiores às demais alternativas propostas.

Quadro 10 – Desempenho das alternativas quanto ao critério físico-químico – Parte 1.

CARACTERIZAÇÃO FÍSICO-QUÍMICA										
ESCALA DE IMPORTÂNCIA		Atribuição dos valores				Normalização dos dados				Peso Variável (PV)
		Solo Natural (SN)	Solo Natural com Bentonita (SB)	Solo Natural com Bentonita e Cimento (SBC)	100% Bentonita (Bentonita Kataz)	Solo Natural (SN)	Solo Natural com Bentonita (SB)	Solo Natural com Bentonita e Cimento (SBC)	100% Bentonita (Bentonita Kataz)	
Inadequado	1,0									
Suficiente	2,0									
Bom	3,0									
Muito bom	4,0									
Superfície Específica (m ² /g)		28,18	37,55	35,57	414,88	0,1	0,1	0,1	1,0	0,5
Condutividade Elétrica (μS/cm)		29,0	365,5	1415,5	2370,0	0,0	0,2	0,6	1,0	0,2
Troca Catiônica (cmol/kg)		3,6	4,8	4,57	53,13	0,1	0,1	0,1	1,0	0,3
Índice de desempenho (ID)										1,0

Quadro 11 – Desempenho das alternativas quanto ao critério físico-químico – Parte 2.

CARACTERIZAÇÃO FÍSICO-QUÍMICA					
ESCALA DE IMPORTÂNCIA		Desempenho de cada alternativa			
		Solo Natural (SN)	Solo Natural com Bentonita (SB)	Solo Natural com Bentonita e Cimento (SBC)	100% Bentonita (Bentonita Kataz)
Inadequado	1,0				
Suficiente	2,0				
Bom	3,0				
Muito bom	4,0				
Superfície Específica (m ² /g)		3,2%	4,3%	4,1%	47,6%
Condutividade Elétrica (μS/cm)		0,2%	2,9%	11,4%	19,0%
Troca Catiônica (cmol/kg)		2,3%	3,0%	2,9%	33,3%
Índice de desempenho (ID)		6%	10%	18%	100%

3.4.3 – Desempenho das alternativas quanto ao critério de caracterização resistência

Os dados de resistência das alternativas foram analisados de maneira quantitativa, conforme o que é apresentado nos Quadros 12 e 13, utilizando-se a análise 2, valores de resistência da bentonita

nulo. Pode-se observar, no entanto, que para a mistura onde há utilização de bentonita e cimento o índice de desempenho foi muito superior aos demais, devido ao efeito de cimentação. Como a bentonita sendo misturada ao solo não traz melhoria na resistência, tem-se o menor índice de desempenho na alternativa SB.

Quadro 12 – Desempenho das alternativas quanto ao critério de resistência – Parte 1.

CARACTERIZAÇÃO DE RESISTÊNCIA										
ESCALA DE IMPORTÂNCIA		Atribuição dos valores				Normalização dos dados				Peso da Variável (PV)
		Solo Natural (SN)	Solo Natural com Bentonita (SB)	Solo Natural com Bentonita e Cimento (SBC)	100% Bentonita (Bentonita Kataz)	Solo Natural (SN)	Solo Natural com Bentonita (SB)	Solo Natural com Bentonita e Cimento (SBC)	100% Bentonita (Bentonita Kataz)	
Inadequado	1,0									
Suficiente	2,0									
Bom	3,0									
Muito bom	4,0									
Resistência a Compressão Simples (kPa)		42,6	25,16	77,11	0,0	0,6	0,3	1,0	0,0	0,4
Módulo de Young (kPa)		2370	2516	6217	0,0	0,4	0,4	1,0	0,0	0,2
Coesão		79,5	45,8	97,3	0,0	0,8	0,5	1,0	0,0	0,1
Ângulo de Atrito		35,3	26,5	28,8	0,0	1,0	0,8	0,8	0,0	0,2
Índice de desempenho (ID)										1,00

Quadro 13 – Desempenho das alternativas quanto ao critério de resistência – Parte 2.

CARACTERIZAÇÃO DE RESISTÊNCIA					
ESCALA DE IMPORTÂNCIA		Desempenho de cada alternativa			
		Solo Natural (SN)	Solo Natural com Bentonita (SB)	Solo Natural com Bentonita e Cimento (SBC)	100% Bentonita (Bentonita Kataz)
Inadequado	1,0				
Suficiente	2,0				
Bom	3,0				
Muito bom	4,0				
Resistência a Compressão Simples (kPa)		20,9%	12,3%	37,8%	0,0%
Módulo de Young (kPa)		9,3%	9,8%	24,3%	0,0%
Coesão		11,0%	6,4%	13,5%	0,0%
Ângulo de Atrito		24,3%	18,3%	19,8%	0,0%
Índice de desempenho (ID)		65,58%	46,83%	95,50%	0,00%

3.4.4 – Desempenho das alternativas quanto ao critério de permeabilidade

Para a consideração dos dados de permeabilidade do solo foi necessária a utilização de valores invertidos como indicado nos Quadros 14 e 15. Esta prática foi necessária no caso da permeabilidade porque, neste caso, o menor valor tem o melhor desempenho. Porém, na técnica de AHP é necessário que todos os critérios considerados obedeçam à regra de quanto maior o valor, melhor o desempenho. Para tanto, as análises se basearam no inverso da condutividade hidráulica. Ainda por se tratar de valores com potências muito pequenas, todos os valores foram divididos por 1000, buscando a melhor visualização dos resultados.

Observou-se, no entanto, que o melhor desempenho quanto à permeabilidade é o SN e a mistura da bentonita prejudica seu desempenho. Além disso, quando utilizado o cimento, a permeabilidade encontrada chega a valores altos e seu desempenho fica próximo a 1% do desempenho do SN.

Quadro 14 – Desempenho das alternativas quanto ao critério de permeabilidade – Parte 1.

CARACTERIZAÇÃO DE PERMEABILIDADE										
ESCALA DE IMPORTÂNCIA		Atribuição dos valores				Normalização dos dados				Peso Variável (PV)
		Solo Natural (SN)	Solo Natural com Bentonita (SB)	Solo Natural com Bentonita e Cimento (SBC)	100% Bentonita (Bentonita Kataz)	Solo Natural (SN)	Solo Natural com Bentonita (SB)	Solo Natural com Bentonita e Cimento (SBC)	100% Bentonita (Bentonita Kataz)	
Inadequado	1,0	1868	1427	26	1094	1,00	0,76	0,01	0,59	1,0
Suficiente	2,0									
Bom	3,0									
Muito bom	4,0									
Condutividade Hidráulica (cm/s)										
Índice de desempenho (ID)										1,0

Quadro 15 – Desempenho das alternativas quanto ao critério de permeabilidade – Parte 2.

CARACTERIZAÇÃO DE PERMEABILIDADE					
ESCALA DE IMPORTÂNCIA		Desempenho de cada alternativa			
		Solo Natural (SN)	Solo Natural com Bentonita (SB)	Solo Natural com Bentonita e Cimento (SBC)	100% Bentonita (Bentonita Kataz)
Inadequado	1,0	100%	76,4%	1,4%	58,6%
Suficiente	2,0				
Bom	3,0				
Muito bom	4,0				
Condutividade Hidráulica (cm/s)					
Índice de desempenho (ID)		100%	76,4%	1,4%	58,6%

4 – AVALIAÇÕES E DISCUSSÕES

Para que possam ser realizadas análises separadamente por desempenho em cada ensaio realizado por Batista (2006), a seguir estão apresentados os resultados finais das três Análises Hierárquicas idealizadas para o presente trabalho. É importante salientar que foram sempre utilizados os mesmos valores de importância para as três análises, buscando assim verificar apenas se existiram variações de resultados com a utilização ou não do critério resistência e da alternativa de B. Além disso, valores diferentes entre os quadros resultantes das avaliações e dos apresentados anteriormente devem-se exclusivamente ao tipo de análise, de acordo com a quantidade de alternativa e de critérios os valores podem sofrer variações.

4.1 – Avaliação final para a análise 1

No Quadro 16 é apresentado o desempenho para cada uma das alternativas. No mesmo é possível observar que a alternativa SBC, para todo o critério de caracterização, apresentou o melhor desempenho, chegando a uma superioridade relevante em relação ao SN. Porém, no critério de permeabilidade o SBC foi falho. A alternativa SB foi regular em todos os critérios, mostrando-se melhor que SN apenas no caso da caracterização físico-química e sendo pior no critério de permeabilidade, o que resultou na não escolha desta alternativa. Por fim, a primeira análise utilizando 3 alternativas mostrou o melhor desempenho para o SN, como pode ser visto no Quadro 17. Isso se deve exclusivamente ao bom desempenho do SN no critério de permeabilidade, o qual pode ser considerado o critério que definiu a melhor alternativa.

No Quadro 17, verifica-se que o valor de 1,14% da permeabilidade da alternativa SBC levou seu desempenho final a valores baixos, deixando-a como a última opção. Por outro lado, a alternativa SN com desempenho de 100% na permeabilidade apresentou o melhor desempenho final, o que não se identificaria com a utilização apenas dos critérios de caracterização.

4.2 – Avaliação final para a análise 2

Para a segunda análise não se utilizou o parâmetro de resistência e verificou-se B como tendo o melhor desempenho em toda a caracterização, conforme dados do Quadro 18. A utilização da mesma de maneira pura ou em mistura com solo ou com solo e cimento não resulta em uma melhora do critério de permeabilidade, o que torna o SN a alternativa de melhor desempenho neste que é o critério mais importante da matriz decisão. É possível observar que a bentonita consegue melhorar todas as características físico-químicas da SN, porém, aumenta a sua permeabilidade.

No Quadro 19, fica evidenciado que a utilização do cimento faz a alternativa de SBC ser inviável devido à sua alta permeabilidade. Já a mistura SB tem uma melhora sensível na caracterização quando comparada com SN, porém com um prejuízo muito maior no critério de permeabilidade, o que torna esta a terceira opção atrás dos dois materiais utilizados separadamente, SN e B.

Verifica-se que as alternativas de SN e B foram as melhores alternativas, com a primeira sendo melhor quanto à permeabilidade e o segundo quanto à caracterização geral. Porém, com a utilização da importância relativa dada ao critério de permeabilidade, a alternativa SN mostrou-se sensivelmente superior à alternativa B.

Quadro 16 – Desempenho das alternativas em cada critério para análise 1.

Desempenho de cada alternativa				
		SN	SB	SBC
Caracterização Geotécnica	Análise Granulométrica	25,23%	25,23%	37,84%
	Limite de Liquidez (%)	19,91%	24,32%	17,93%
	Limite de Plasticidade (%)	24,32%	19,60%	19,71%
	Massa Específica dos Sólidos (g/cm ³)	13,48%	13,47%	13,51%
	Índice de Desempenho (%)	82,93%	82,62%	88,99%
Caracterização Físico-química	Superfície Específica (m ² /g)	35,74%	47,62%	45,11%
	Condutividade Elétrica (μS/cm)	0,39%	4,92%	19,05%
	Troca Catiônica (cmol/kg)	25,00%	33,33%	31,74%
	Índice de Desempenho (%)	61,13%	85,87%	95,89%
Caracterização Resistência	Resistência a Compressão Simples (kPa)	20,93%	12,35%	37,84%
	Módulo de Young (kPa)	9,27%	9,84%	24,32%
	Coesão	11,05%	6,37%	13,51%
	Ângulo de Atrito	24,32%	18,28%	19,82%
	Índice de Desempenho (%)	65,58%	46,83%	95,50%
Permeabilidade	Condutividade Hidráulica (cm/s)	100,00%	76,39%	1,41%
	Índice de Desempenho (%)	100,00%	76,39%	1,41%

Quadro 17 – Avaliação final para análise 1.

Avaliação com 3 alternativas				
IR	Critérios	SN	SB	SBC
0,3	Caracterização	67,39%	71,23%	94,27%
0,7	Permeabilidade	100,00%	76,39%	1,41%
Avaliação Final		89,13%	74,67%	32,36%

Quadro 18 – Desempenho das alternativas em cada critério para análise 2.

Desempenho de cada alternativa					
		SN	SB	SBC	B
Caracterização Geotécnica	Análise Granulométrica	18,92%	18,92%	28,38%	37,84%
	Limite de Liquidez (%)	3,33%	4,07%	3,00%	24,32%
	Limite de Plasticidade(%)	12,16%	9,80%	9,85%	24,32%
	Massa Específica dos Sólidos (g/cm ³)	13,43%	13,42%	13,47%	13,51%
	Índice de Desempenho (%)	47,84%	46,21%	54,69%	100,00%
Caracterização Físico-química	Superfície Específica (m ² /g)	3,23%	4,31%	4,08%	47,62%
	Condutividade Elétrica (µS/cm)	0,23%	2,94%	11,38%	19,05%
	Troca Catiônica (cmol/kg)	2,26%	3,01%	2,87%	33,33%
	Índice de Desempenho (%)	5,73%	10,26%	18,33%	100,00%
Permeabilidade	Condutividade Hidráulica (cm/s)	100,00%	76,39%	1,41%	58,59%
	Índice de Desempenho (%)	100,00%	76,39%	1,41%	58,59%

Quadro 19 – Avaliação final para análise 2.

Avaliação final com as 4 alternativas - sem a resistência					
IR	Critérios	SN	SB	SBC	B
0,3	Caracterização	33,80%	34,22%	42,57%	100,00%
0,7	Permeabilidade	100,00%	76,39%	1,41%	58,59%
Avaliação Final		77,93%	62,33%	15,13%	72,39%

4.3 – Avaliação final para a análise 3

A análise 3 utilizou a adoção de valores iguais a 0 para todo o critério de resistência da bentonita. Desta maneira, observa-se no Quadro 20 que toda a caracterização de B obteve um bom desempenho e a resistência fez com que sua avaliação final neste critério tivesse uma sensível queda quando comparada com a avaliação final da análise 2. Ainda assim, dentro do critério de caracterização tendo dois valores iguais a 100%, B teve melhor desempenho quando comparada com as demais alternativas.

Quadro 20 – Desempenho das alternativas em cada critério para análise 3.

Desempenho de cada alternativa					
		SN	SB	SBC	B
Caracterização Geotécnica	Análise Granulométrica	18,9%	18,9%	28,4%	37,8%
	Limite de Liquidez (%)	3,3%	4,1%	3,0%	24,3%
	Limite de Plasticidade (%)	12,2%	9,8%	9,9%	24,3%
	Massa Específica dos Sólidos (g/cm ³)	13,4%	13,4%	13,5%	13,5%
	Índice de Desempenho (%)	47,8%	46,2%	54,7%	100,0%
Caracterização Físico-química	Superfície Específica (m ² /g)	3,2%	4,3%	4,1%	47,6%
	Condutividade Elétrica (μS/cm)	0,2%	2,9%	11,4%	19,0%
	Troca Catiônica (cmol/kg)	2,3%	3,0%	2,9%	33,3%
	Índice de Desempenho (%)	5,7%	10,3%	18,3%	100,0%
Caracterização Resistência	Resistência a Compressão Simples (kPa)	20,9%	12,3%	37,8%	0,0%
	Módulo de Young (kPa)	9,3%	9,8%	24,3%	0,0%
	Coesão	11,0%	6,4%	13,5%	0,0%
	Ângulo de Atrito	24,3%	18,3%	19,8%	0,0%
	Índice de Desempenho (%)	65,6%	46,8%	95,5%	0,0%
Permeabilidade	Condutividade Hidráulica (cm/s)	100,0%	76,4%	1,4%	58,6%
	Índice de Desempenho (%)	100,0%	76,4%	1,4%	58,6%

Como se observa no Quadro 21, mais uma vez a baixa permeabilidade de SN fez com que este fosse escolhido como sendo a alternativa de melhor desempenho. Por ter sido adotado um valor de resistência nula para B, a diferença na avaliação final entre as alternativas SN e B foi maior do que a ocorrida na análise 2.

Quadro 21 – Avaliação final para análise 3.

Avaliação final com as 4 alternativas e a resistência					
IR	Critérios	SN	SB	SBC	B
0,3	Caracterização	57,22%	50,95%	76,68%	100,00%
0,7	Permeabilidade	100,00%	76,39%	1,41%	58,59%
Avaliação Final		85,74%	67,91%	26,50%	72,39%

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Devido ao sistema estar voltado a cortinas verticais, utilizadas como barreiras para poluentes, o fator mais importante de todas as análises foi a permeabilidade do solo. Devido a esta peculiaridade na análise hierárquica realizada, tal critério se mostrou fundamental na definição das alternativas com melhores desempenhos nos três casos de AHP estudados. Isso ficou evidente pelo detalhe de que, por vezes, a alternativa escolhida não obteve o melhor desempenho em nenhum dos subcritérios da caracterização.

Diferentes análises e avaliações finais podem ser realizadas e encontradas dependendo da função que se busca para a barreira vertical. Neste caso específico, utilizou-se a barreira com a função de reter o contaminante, tentando evitar seu fluxo. No entanto, se sua principal função estivesse relacionada a reações físico-químicas, muito provavelmente alternativas diferentes seriam encontradas. Necessita-se, portanto, conhecer o que se busca, para adequar a função do elemento que está sendo analisado, possibilitando o estudo ou a análise do melhor desempenho em situações específicas com as alternativas disponíveis.

Em todas as três configurações de AHP montadas, o solo natural (SN) foi a alternativa escolhida, indicando ser esta a melhor solução para aplicação como cortinas verticais usadas como barreiras para poluentes. A segunda melhor opção foi o emprego de 100% de bentonita (B).

As três configurações de AHP montadas convergiram para a mesma conclusão, ou seja, a mesma arbitragem da melhor solução para o emprego como barreiras para poluentes em cortinas verticais.

O uso de mescla de solo natural com bentonita piorou o desempenho global das alternativas estudadas. Além disso, a utilização de cimento no solo melhorou algumas características do solo, porém, aumentou consideravelmente a sua permeabilidade, o que fez com que o desempenho global desta alternativa fosse reduzido com base nos critérios adotados nas análises.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT NBR 6459 (1984a). *Solo - Determinação do Limite de Liquidez*. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 6508 (1984b). *Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm - Determinação da massa específica*. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 7180 (1984c). *Solo - Determinação do Limite de Plasticidade*. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 7181 (1984d). *Solo - Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 14545 (2000). *Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável*. Rio de Janeiro.
- Batista, P. (2006). *Avaliação geotécnica de misturas de um solo laterítico com cimento e bentonita para uso em cortinas verticais*. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.
- Batista, P.; Leite, A.L. (2010). *Misturas de um solo laterítico com cimento e bentonita para uso em cortinas verticais*. Revista Engenharia Civil, v. 63, n. 2, pp. 255-263.
- Camargo, O.A.; Moniz, A.C.; Jorge, J.A.; Valadares, J.M.A.S. (1986). *Métodos de análise química, mineralógica e física de solos do Instituto Agrônomo de Campinas*. Boletim Técnico: Instituto Agrônomo, Campinas.

- Carey, M.J.; Fisher, M.J.; Day, S.R. (1997). *Case study installation of soil-bentonite cut off wall through an abandoned coal mine (Grove City, PA)*. International Containment Technology Conference and Exhibition. Saint Petersburg-FL.
- Costa, H.G. (2002). *Introdução ao método de análise hierárquica - Análise multicritério no auxílio à decisão*. Niterói: Universidade Federal Fluminense - Escola de Engenharia e Instituto de Computação.
- D'Appolonia, D.J.; Ryan, C.R. (1979). *Soil bentonite slurry cut-off walls*. Geotechnical technical conference. Chicago-IL.
- DNER IE 004 (1994). *Solos Coesivos - Determinação da compressão simples de amostras indeformadas*.
- Farnezi, M.K. (2006). *Alternativa de melhoramento técnico de solos tropicais para uso em sistemas basais de selagem, através de bentonita*. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.
- Gomes, M.F. (2009). *Metodologia de análise hierárquica aplicada para a escolha do sistema de disposição de subprodutos da mineração com ênfase nos rejeitos de minério de ferro*. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.
- Grunberg, P.R.M.; Tavares, S.F.; Medeiros, M.H.F. (2014). *Certificação ambiental de habitações: comparação entre LEED for Homes, Processo AQUA e Selo Casa Azul*. Revista Ambiente & Sociedade, v. 17, n. 2, pp. 195-214.
- Lai, Y.; Wang, W.; Wang, H. (2008). *AHP and simulation-based budget determination procedure for public building construction projects*. Automation in Construction, v. 17, n. 5, pp. 623-632.
- Lisboa, M.V.; Waisman, J. (2006). *Multicriteria analysis in the selection of urban highway alignment alternatives with application of the Analytic Process: an environmentally sustainable approach*. In: Urban Transport, XII, Anais. Praga.
- Lozano, F.A.E. (2006). *Seleção de locais para barragens de rejeito usando o método de análise hierárquica*. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade Estadual de São Paulo. São Paulo.
- Marchezetti, A.L.; Kaviski, E.; Braga, M.C.B. (2011). *Aplicação do método de AHP para a hierarquização das alternativas de tratamento de resíduos sólidos domiciliares*. Ambiente Construído, v. 11, n. 2, pp. 173-187.
- Marins, C.S.; Souza, D.O; Barros, M.S. (2009). *O uso do método de análise hierárquica (AHP) na tomada de decisões gerenciais – Um estudo de caso*. In: XLI SBPO – Pesquisa Operacional na Gestão do Conhecimento. Porto Seguro.
- Mattana, A.J.; Medeiros, M.H.F.; Silva, N.G.; Costa, M.R.M.M. (2012). *Análise hierárquica para escolha entre agregado natural ou areia de britagem de rocha para confecção de argamassas de revestimento*. Ambiente Construído, v. 12, pp. 63-79.
- Opdyke, S.M.; Evans, J.C. (2005). *Slag-Cement-Bentonite Slurry Walls*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 131, pp. 673-681.
- Pan, N. (2008). *Fuzzy AHP approach for selecting the suitable bridge construction method*. Automation in Construction, v. 17, n. 8, pp. 958-965.

- Pejon, O.J. (1992). *Mapeamento geotécnico da Folha de Piracicaba - SP (escala 1:100.000): estudo de aspectos metodológicos, de caracterização e de apresentação dos atributos*. Tese (Doutorado), Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Pereira, E.; Medeiros, M.H.F.; Levy, S.M. (2012). *Durabilidade de concretos com agregados reciclados: uma aplicação de análise hierárquica*. Ambiente Construído, v. 12, n. 3, pp. 125-134.
- Perelles, D.H.; Medeiros, M.H.F.; Garcez, M.R. (2013). *Aplicação de análise hierárquica como ferramenta de tomada de decisão para escolha do compósito de reforço com polímeros reforçados com fibras*. Revista Alconpat, v. 3, pp. 165-180.
- Silva, F.J.A.; Souza, R.O. (2011). *AHP na seleção de caminhões coletores-compactadores de resíduos sólidos*. Acta Scientiarum. Technology, Maringá, v. 33, n. 3, pp. 259-264.
- Rodríguez-Cruz, M.S.; Sánchez-Martín, M.J.; Andrades, M.S.; Sánchez-Camazano, M. (2007). *Modification of clay barriers with a cationic surfactant to improve the retention of pesticides in soils*. Journal of Hazardous Materials, v. 139, n. 2, pp. 363-372.
- Ryan, C.R.; Day, S.R. (2002). *Soil-Cement-Bentonite Slurry Walls*. International Deep Foundation Congress. American Society of Civil Engineers. Orlando – FL.
- Shackelford, C.D., Jefferis, S.A. (2000). *Geoenvironmental engineering for in situ remediation*. Int. Conf. on Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (GeoEng2000), Melbourne, Australia. Technomic Publ. Co., Inc., Lancaster, PA, Vol. 1, 121-185.
- Sharma, H.D.; Lewis, S. (1994). *Waste containment systems, waste stabilization, and landfills: Design and evaluation*. Wiley-Interscience Publication, New York.
- Zayed, T.; Amer, M.; Pan, J. (2008). *Assessing risk and uncertainty inherent in Chinese highway projects using AHP*. International Journal of Project Management, v. 26, n. 4, pp. 408-419.

MISTURAS DE SOLO LATERÍTICO E BENTONITA COMO BARREIRAS ALTERNATIVAS PARA ATERROS SANITÁRIOS NO BRASIL

Mixtures of lateritic soil and bentonite as an alternative barrier for sanitary landfills in Brazil

Thiago Luiz Coelho Morandini*
Adilson do Lago Leite**

RESUMO – Em meados de 2014, grande parte dos municípios brasileiros não conseguiu atender à Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS), que institui que todos os resíduos sólidos urbanos não reutilizados devem ter a sua disposição em aterros sanitários. Neste contexto, a utilização de uma barreira composta por solos lateríticos pode ser uma alternativa para substituição ou complementação das barreiras geossintéticas, considerando a grande ocorrência destes solos em clima tropical. Como muitas vezes estes solos não alcançam os patamares mínimos de condutividade hidráulica (k) exigidos em projeto, a adição de bentonita poderia reduzir o k destes solos. Este artigo apresenta os resultados de um estudo laboratorial em misturas de bentonita e solo laterítico da região de Ouro Preto MG, Brasil. O estudo teve por objetivo determinar a redução da condutividade hidráulica do solo laterítico proporcionada pela adição de bentonita, assim como avaliar possíveis quedas na resistência ao cisalhamento. Isto para fins de aplicação em sistemas basais de selagem em aterros sanitários. Foram desenvolvidos ensaios de caracterização, condutividade hidráulica e resistência ao cisalhamento. De um modo geral o estudo demonstrou que a referida mistura pode ser uma alternativa construtiva para os selos basais, desde que sejam ponderados todos os fatores de interação entre a bentonita e o solo laterítico.

ABSTRACT – In 2014 most Brazilian cities had not yet managed to comply with the National Policy for Solid Waste (PNRS), which implies that all urban waste not recycled must be disposed of on proper sanitary landfills. In this context, the use of a barrier composed of lateritic soil seems to be a reasonable alternative to substitute or complement geosynthetic barriers, considering the abundance of this type of soil in the tropics. However, some lateritic soils may not exhibit the low hydraulic conductivity (k) levels demanded by landfill design and bentonite addition could reduce the k of these soils. This paper reports the results of laboratory research on mixtures of bentonite and a lateritic soil from the region of Ouro Preto MG, Brazil. The study aimed to determine the reduction of hydraulic conductivity of lateritic soil due to the addition of bentonite, and to evaluate the possible decrease in shear strength for application in landfill base sealing systems. The experimental work involved characterization, hydraulic conductivity and shear strength determination. As a general conclusion, the research indicated the suitability of these mixtures as an alternative for liner construction, once the interaction of the bentonite and the lateritic soil is correctly addressed.

PALAVRAS CHAVE – Aterro sanitário, solo laterítico, bentonita, condutividade hidráulica, resistência ao cisalhamento.

* Professor do Departamento de Engenharia Civil do Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais – CEFET, Belo Horizonte, Brasil. E-mail: thiagomorandini@des.cefetmg.br

** Professor do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto – UFOP, Ouro Preto, Brasil. E mail: alleite@em.ufop.br

1 – INTRODUÇÃO

A Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS), instituída no Brasil pela lei Federal nº 12305, de agosto de 2010, dispõe que todos os municípios devem dar a destinação correta aos rejeitos provenientes de resíduos sólidos no prazo de 4 anos. Entende-se como rejeitos aqueles resíduos sólidos que não possuem recuperação por processos tecnológicos disponíveis e viáveis, devendo assim ter a sua disposição final ambientalmente adequada em aterros sanitários urbanos. Entre os rejeitos de resíduos sólidos, destacam-se os rejeitos de resíduos sólidos urbanos (RSU), de maior volume em relação aos resíduos industriais e aos resíduos de serviços de saúde.

Em meados de 2014, grande parte dos municípios brasileiros ainda não atenderiam a PNRS no que se refere à disposição adequada dos rejeitos de resíduos sólidos, empregando para tal lixões a céu aberto ou aterros controlados. Mais precisamente, segundo a última estimativa realizada pela Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais (ABRELPE, 2013), apenas 58,26% dos RSU foram corretamente destinados em aterros sanitários em 2013. Logo, 41,74% do RSU gerado no Brasil em 2013 foi disposto em lixões e aterros controlados, correspondendo a aproximadamente 79 mil toneladas por dia.

Neste cenário, ressalta-se que alternativas de novos materiais ou métodos executivos podem contribuir para os municípios adequarem ou conceberem novos projetos de aterros sanitários, sobretudo quanto às barreiras de proteção, de fundamental importância para isolar o rejeito de resíduo sólido da matriz hidrológica subjacente. De um modo geral, as barreiras de fluxo se dividem em basais (do inglês: *base liners*) ou de cobertura (do inglês: *cover systems*).

Para a utilização em aterros sanitários, dentre outros aspectos, as barreiras de fluxo devem ser compostas por materiais cuja condutividade hidráulica (k) não ultrapasse um determinado patamar. Shackelford (1994), Anderson e Hee (1995), Gleason *et al.* (1997) e Rowe (2001), mencionam o valor de k de 10^{-9} m/s como sendo o patamar mínimo para utilização em aterros sanitários. Entretanto este valor pode não ser suficiente para atender a algumas legislações. Por exemplo, as normas alemã e austríaca recomendam valores de k inferiores a 5×10^{-10} m/s (Koch, 2002). A Fig. 1 apresenta recomendações de configuração de sistemas de selagem de alguns países.

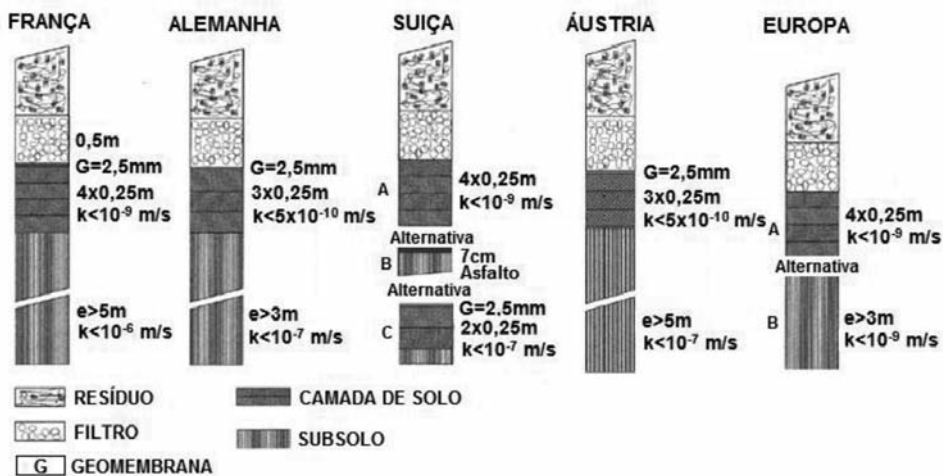


Fig. 1 – Configuração para sistemas de selagem conforme as legislações de alguns países (modificado de Koch, 2002).

No Brasil os solos tropicais argilosos possuem potencial de uso em barreiras de fluxo, sobretudo pela sua elevada resistência mecânica e grande abundância. Entretanto, mesmo compactados, eles muitas vezes não atendem aos valores mínimos de condutividade hidráulica recomendados pelas legislações anteriormente referidas. Por esta razão, a adição da argila bentonítica torna-se uma opção potencial para se reduzir a condutividade hidráulica destes materiais, e também aumentar sua capacidade de retenção de contaminantes, considerando as elevadas plasticidade e capacidade de troca catiônica destes materiais.

Em tempo, também é necessário levar em consideração que, geralmente, as barreiras constituídas por solos compactados devem resistir e não se deformar excessivamente quando submetidas às tensões de sobrecarga das camadas sobrejacentes e pela interação com os fluidos percolantes. No entanto, a adição de bentonita, necessária à redução da condutividade hidráulica, pode diminuir a resistência mecânica das misturas, sobretudo em relação ao ângulo de atrito.

Assim, além da redução da condutividade hidráulica, que por si só já justifica o estudo de misturas de diferentes solos com diferentes teores de bentonitas, avaliações da perda de resistência ao cisalhamento são fundamentais para o potencial aproveitamento de camadas argilosas compactadas em obras geotécnicas cujas principais finalidades são retardar o fluxo de água e/ou contaminantes.

Alguns estudos avaliaram a redução da condutividade hidráulica em misturas de bentonita a areia e outros tipos de solos (Chapuis, 1990; Sivapullaiah *et al.*, 1998; Stewart *et al.*, 2003 e outros). Relatos específicos sobre estudos das propriedades de solos lateríticos e suas misturas com bentonita para a finalidade de aplicações em barreiras foram apresentados em Anderson e Hee (1995), Osinubi e Nwaiwu (2002) e Farnezi e Leite (2007). Variações nas propriedades mecânicas dos solos diversos aplicados em barreiras de fluxo foram relatadas nos estudos de Mesri e Olson (1970), Madsen e Müller-Vonmoos (1989), Daniel e Koerner (1995), Santamarina (2003), Cuisinier *et al.* (2009) e Sunil *et al.* (2009). Poucos estudos foram encontrados tratando da condutividade hidráulica e resistência mecânica de solos plenamente lateríticos e suas misturas com bentonita.

O objetivo do presente trabalho é avaliar o comportamento hidráulico e mecânico em misturas de solo laterítico e bentonita. Especificamente, pretende-se elucidar variações nas propriedades geotécnicas, na condutividade hidráulica e nos parâmetros de resistência ao cisalhamento proporcionados pela adição de bentonita ao solo laterítico. Estas avaliações têm o propósito final de expor a aplicabilidade de misturas bentoníticas em barreiras de fluxo, assim como validar uma alternativa para os municípios brasileiros adequarem seus aterros sanitários conforme a PNRS.

Primeiramente o artigo apresenta um panorama atualizado sobre a disposição dos resíduos sólidos urbanos no Brasil, destacando a imensa demanda pela construção de aterros sanitários neste país. Posteriormente são apresentados os resultados de ensaios laboratoriais de caracterização dos materiais investigados (solo laterítico e suas misturas com bentonita), de ensaios de condutividade hidráulica e de resistência ao cisalhamento.

2 – CENÁRIO DA DISPOSIÇÃO DO RESÍDUO SÓLIDO URBANO NO BRASIL

De acordo com a pesquisa realizada pela ABRELPE (2013), o Brasil coleta 189 219 t/dia de RSU. Desta massa, apenas 58,3% foram devidamente destinados em aterros sanitários no ano de 2013. Se comparado ao ano anterior, os dados revelam que houve um aumento desprezível na quantidade destinada aos aterros sanitários entre os anos de 2012 e 2013, como mostra a Fig. 2. Vale lembrar que o percentual admissível para a disposição em aterros controlados e lixões deveria ser nulo, uma vez que é consenso geral que a disposição inadequada de RSU tem grande potencial de contaminação do lençol freático, trazendo, conseqüentemente, malefícios à saúde pública.

Os dados da ABRELPE (2013) se mostram ainda piores quando a disposição de RSU é abordada em termos de percentual de municípios que destinam corretamente o seu RSU, como

mostra a Figura 3. Neste caso, os dados mostram que 60,0% dos municípios brasileiros destinaram o seu RSU em lixões e aterros controlados em 2013. A divergência entre os percentuais em peso e em número de municípios leva a conclusão que os municípios de menor população (e menor produção em peso de RSU) seriam aqueles com maior dificuldade para implantação de aterros sanitários para a correta disposição de seu RSU.

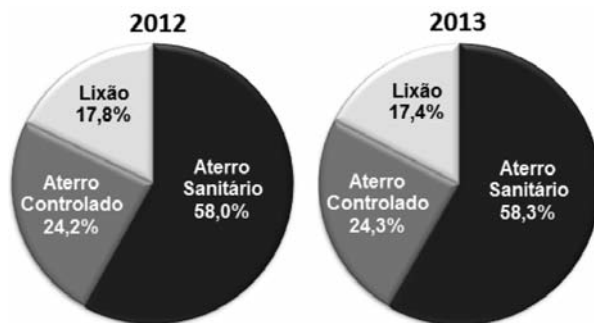


Fig. 2 – Percentual em peso de RSU quanto ao tipo de destinação final (Dados: ABRELPE, 2013).

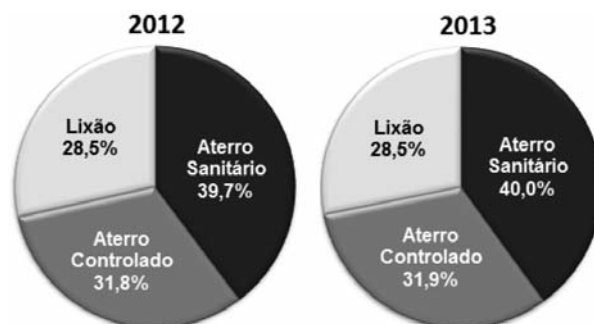


Fig. 3 – Percentual da destinação final de RSU de todos os municípios no Brasil (Dados: ABRELPE, 2013).

Analisando-se separadamente cada região do Brasil, verifica-se que a disposição incorreta de RSU é mais acentuada nas regiões Norte e Nordeste (Fig. 4), onde respectivamente 20,4% e 25,3% dos municípios destinam corretamente o RSU em aterros sanitários. Como estas regiões são as menos desenvolvidas em termos sócio-econômicos, conclui-se que o problema da disposição de RSU no Brasil está diretamente ligado à receita de cada município. A Fig. 5 mostra um comparativo entre a destinação correta e a participação no produto interno bruto (PIB) nacional para cada região do Brasil.

É possível observar na Fig. 5 que, de fato, as regiões com piores participações no PIB nacional são aquelas com menor taxa de municípios que praticam a disposição correta de RSU (regiões Norte, Nordeste e Centro-Oeste). A exceção é a região Sul, cuja participação no PIB é de 16,2%, e mesmo assim é a região com a melhor taxa de municípios que destinam corretamente o RSU (59,0%) no Brasil. Esta é uma exceção positiva, cujas práticas dos municípios desta região devem ser espelhadas e expandidas para as outras regiões do país.

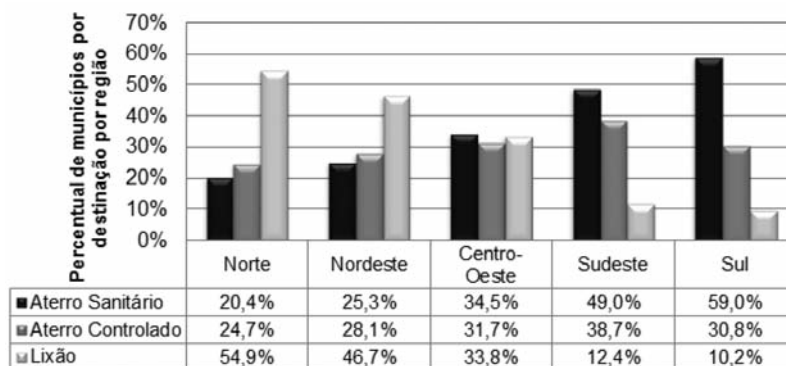


Fig. 4 – Percentual de municípios por região do Brasil quanto ao tipo de destinação final de RSU (Dados: ABRELPE, 2013).

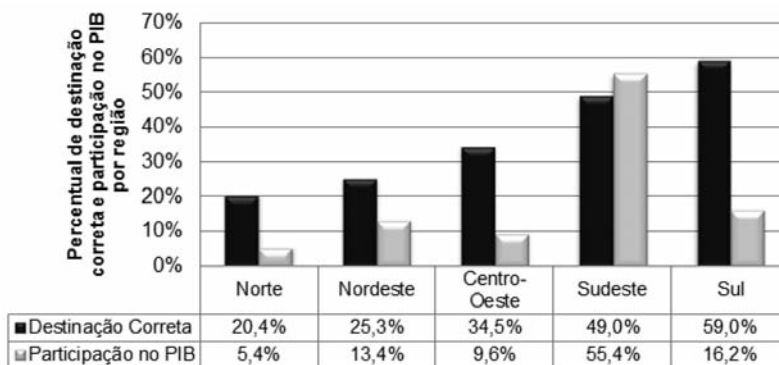


Fig. 5 – Percentual de municípios com destinação correta de RSU por região e participação destas regiões no Produto Interno Bruto do Brasil (Dados: ABRELPE, 2013 e IBGE, 2011).

3 – MATERIAIS E MÉTODOS

Para o desenvolvimento da pesquisa, foi coletado um solo de um perfil pedológico tipicamente laterítico, cujo caráter laterítico pôde ser verificado segundo metodologia MCT-M (Vertamatti, 1998). O local da coleta foi nas redondezas do distrito de Antônio Pereira (município de Ouro Preto-MG).

Foram então confeccionadas misturas com bentonita (tipo Brasgel-PA) nos teores de 0, 3, 6, 9 e 12% (porcentagem em peso seco). As amostras foram denominadas SL (0%), SL03 (3%), SL06 (6%), SL09 (9%) e SL12 (12%) em função do teor de bentonita presente nestas amostras.

O programa experimental de laboratório foi dividido em caracterização geral, ensaios de condutividade hidráulica, e ensaios de resistência ao cisalhamento, cujos métodos são descritos a seguir.

3.1 – Caracterização geral das amostras

Anteriormente à realização dos ensaios, as amostras foram destorroadas e homogeneizadas conforme indicado na NBR 6457. A massa específica dos grãos (empregada nos ensaios de compactação) foi determinada conforme a NBR 6508.

A composição mineralógica da amostra SL (solo laterítico) foi analisada via difração de raios-X. Para isto foram elaboradas lâminas vítreas de sedimentação e também análise do pó total. Tanto para as lâminas, quanto para o pó total foram aplicadas amostras pulverizadas em um pequeno britador de bolas de aço, homogeneizadas e peneiradas (malha de 200 mesh – 0,074 mm). O procedimento do ensaio de difração de raios-X foi realizado conforme a rotina do Laboratório de Microscopia Óptica e Raios-X da Universidade Federal de Ouro Preto.

A avaliação do caráter laterítico da amostra SL seguiu os procedimentos indicados na metodologia MCT conforme as normas DNER-ME 256-94 e DER-M196-89. O ábaco de classificação adotado foi o MCT-M, conforme proposto por Vertamatti (1998).

Os ensaios de caracterização geotécnica foram aplicados para todas as amostras, incluindo as misturas, sendo: análise granulométrica conjunta (NBR 7181); determinação dos limites de liquidez e plasticidade (respectivamente NBR 6459 e NBR 7180); ensaios de compactação na energia Proctor normal (NBR 7182).

3.2 – Condutividade hidráulica

Este parâmetro foi determinado em todas as amostras por meio de ensaios em permeâmetro de parede flexível em câmara triaxial. Este equipamento permite a redução do tempo de percolação em solos argilosos pouco permeáveis e possibilita a saturação por contra-pressão, conforme indicado em Head (1986).

Para os ensaios, corpos de prova foram compactados e moldados a partir dos resultados obtidos no ensaio de compactação Proctor Normal, com teor de umidade 2% acima da ótima. Posteriormente, os corpos de prova foram moldados por desbastamento em dimensões de 0,05 m de diâmetro e 0,10 m de comprimento considerando o tamanho da câmara triaxial utilizada.

Os procedimentos de ensaios se resumiram em: saturação por contra-pressão; adensamento e percolação. As tensões confinantes empregadas foram de 20, 40 e 80 kPa, estimadas a partir das tensões frequentemente encontradas em sítios de disposição de resíduos. Para a percolação a carga hidráulica aplicada foi de 5 m de coluna d'água que, ao se considerar os 0,10 m de comprimento do corpo de prova, resultou em um gradiente hidráulico aproximado de 50 m/m. O gradiente hidráulico empregado foi mantido constante durante todo o período de percolação, caracterizando o método de permeabilidade a carga constante.

O equipamento utilizado possui sistemas de aplicação de pressão na base (p_1) e no topo de CP (p_2), além do sistema de aplicação da tensão confinante (σ_3). Um medidor eletrônico de variação de volume do tipo Wykeham Farrance 29-WF4412 de precisão de 0,00001 m³ (para determinação do percolado na amostra) e um transdutor para medição da poropressão (u) são ligados em série ao sistema de aplicação de tensão na base (p_1). Para que não ocorresse a ruptura da amostra por aumento de poropressão (além de gerar um fluxo vertical ascendente), a condição $\sigma_3 > p_1 > p_2$ foi respeitada.

3.3 – Resistência ao cisalhamento

Para a avaliação da resistência ao cisalhamento foi empregado o ensaio do tipo adensado-não drenado (CU) em câmara triaxial. Este ensaio representa a situação de uma camada de solo submetida a uma sollicitação rápida, onde ocorre a ruptura sem o tempo necessário para a dissipação das poropressões geradas (similar ao enchimento de um aterro sanitário). Os procedimentos de ensaio seguiram as indicativas da norma ASTM D 4767/95.

Foram compactadas amostras com cargas dinâmicas na energia Proctor normal conforme procedimento descrito na NBR 7182, considerando sua umidade ótima, para que posteriormente fossem moldados corpos de prova na dimensão de 50 ± 2 mm de diâmetro e 100 ± 4 mm de altura.

O carregamento se deu em um único estágio, com tensões confinantes de 100, 200 e 400 kPa, conforme magnitudes de tensões rotineiramente empregadas neste tipo de ensaio. A velocidade dos incrementos de tensão axial foi determinada conforme estimativa de 100% do adensamento em 65 minutos e estimativa de deformação axial de aproximadamente 5%. Assim, a velocidade de aplicação de tensão axial obtida foi de 0,15 mm/minuto.

Os parâmetros de resistência totais e efetivos foram determinados a partir das envoltórias de ruptura de Mohr-Coulomb. Adicionalmente, para efeito de comparação quanto à variação da rigidez em função do teor de bentonita, o módulo de elasticidade de pico foi determinado a partir das curvas tensão *versus* deformação axial.

4 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 – Caracterização geral das amostras

Os minerais encontrados através da difração de raios-X na amostra SL são compatíveis com solos tropicais bastante evoluídos pedologicamente. Foram encontrados traços de caulinita, hematita, gipsita e quartzo, como mostra a Fig. 6.

O caráter plenamente laterítico da amostra SL também pôde ser comprovado pela sua localização no ábaco MCT-M, conforme apresenta a Fig. 7. Ele possui características de capacidade de suporte e perda de massa por imersão típicas dos solos lateríticos areno-argilosos.

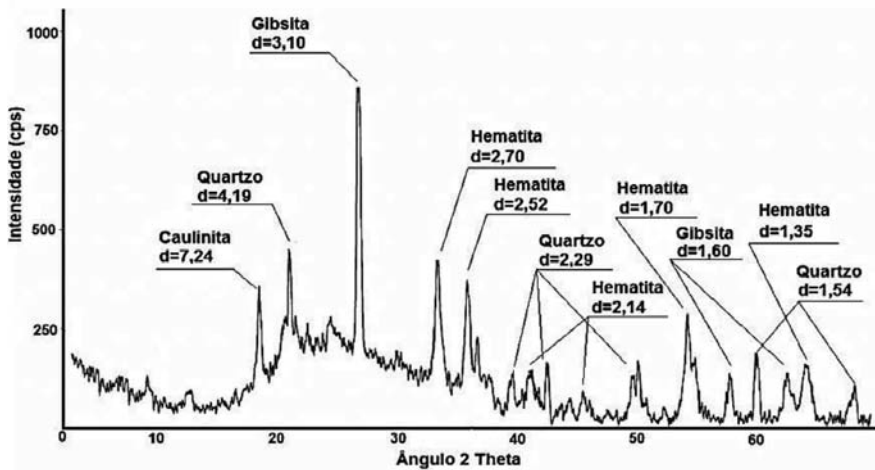


Fig. 6 – Difratogramas de raios-X da amostra de solo laterítico.

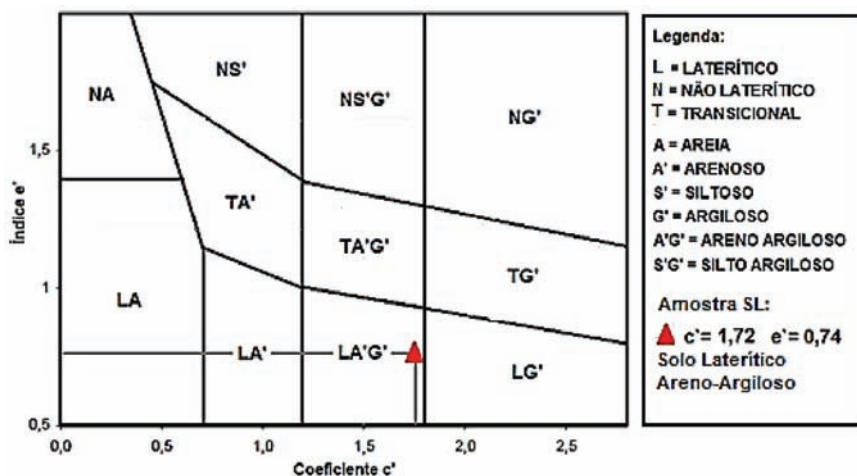


Fig. 7 – Classificação do solo laterítico segundo metodologia MCT-M (Ábaco de Vertamatti, 1998).

O Quadro 1 apresenta o resumo das propriedades geotécnicas obtidas para as amostras SL, SL03, SL06, SL09 e SL12, cujas tendências observadas são mostradas nas Figs. 8, 9 e 10, respectivamente aos resultados de limites de Atterberg, granulometria, e compactação.

Quadro 1 – Resumo das propriedades geotécnicas das amostras.

Propriedades	Amostras					
	Bentonita	SL	SL03	SL06	SL09	SL12
Limites de Atterberg ^{1,2}						
ω_L (%)	683	23	42	57	72	87
ω_P (%)	91	12	21	23	26	27
IP (%)	592	11	21	33	47	60
Faixas Granulométricas ³						
Argila (%)	91	29	29	30	30	31
Silte (%)	9	16	18	17	20	17
Areia fina (%)	0	35	34	34	29	28
Areia média (%)	0	16	15	15	15	17
Areia grossa (%)	0	3	3	4	5	7
Pedregulho (%)	0	1	1	0	1	0
Compactação Proctor Normal ⁴						
$\rho_{dm\acute{a}x}$ (kg/m ³)	NA	1823	1812	1789	1778	1764
W_{ot} (%)	NA	12,5	14,5	16,2	17,8	19,1

¹ ABNT (1984) NBR 6459; ² ABNT (1984) NBR 7180; ³ ABNT (1984) NBR 7181; ⁴ ABNT (1986) NBR 7182.

NA = Não Avaliado

A partir dos resultados do Quadro 1 e Fig. 8, é possível verificar um aumento praticamente linear de ω_L e IP das amostras com o acréscimo da bentonita (ajuste com $R^2 = 0,99$). Já o ω_P apresentou um ligeiro aumento com o aumento do teor de bentonita, assim como uma maior dispersão neste resultado (ajuste com $R^2 = 0,84$), o que leva a conclusão sobre a maior dependência do IP em relação a ω_L .

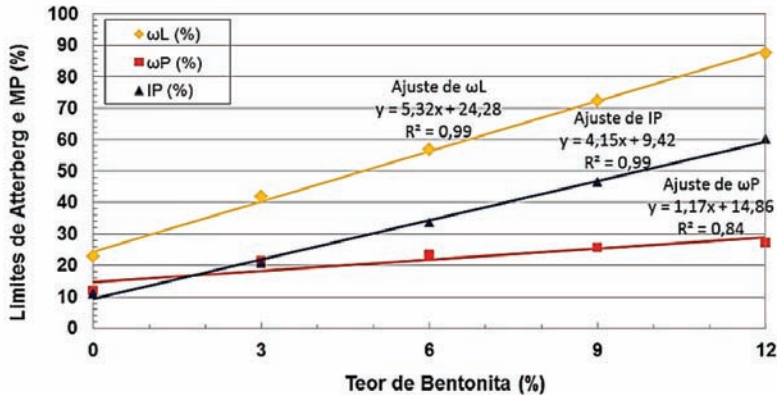


Fig. 8 – Limites de Atterberg em função do teor de bentonita.

A análise granulométrica cujas curvas se encontram na Fig. 9, apresentou uma tendência não esperada: a adição de bentonita não alterou significativamente o teor de argila das amostras SL. Comparando-se as amostras SL e SL12, por exemplo, o acréscimo no teor de argila foi apenas 2% (ver Quadro 1). Como a bentonita é praticamente em sua totalidade composta por fração argilosa, era esperado um acréscimo no teor de argila da ordem do teor de argila adicionado (12%). É possível que a bentonita adicionada se tenha aglutinado aos grãos siltosos e arenosos da amostra SL, os quais apresentam nestas frações sesquióxidos de ferro e alumínio, não acarretando em um aumento significativo da fração argilosa. Este comportamento foi verificado por Nogami e Villibor (1985) em seus estudos de solos lateríticos, mesmo na presença de defloculante (hexametáfosfato de sódio).

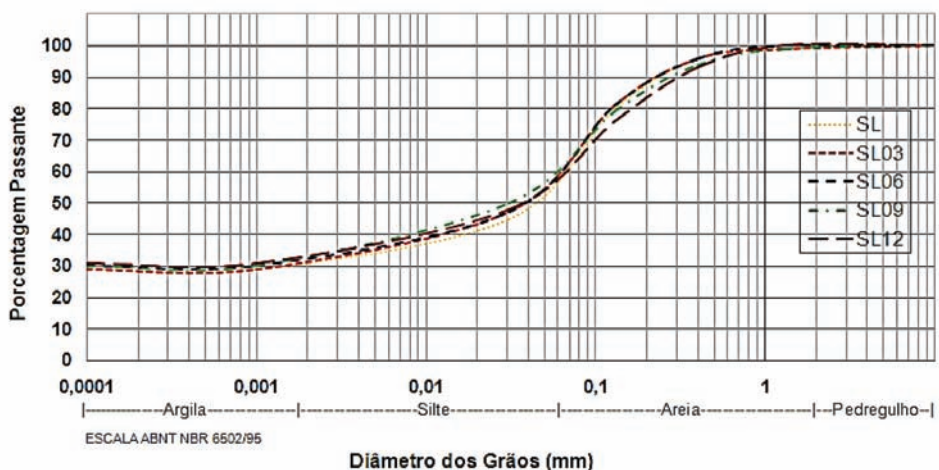


Fig. 9 – Resultado das análises granulométricas.

4.2 – Condutividade hidráulica

Como esperado, a condutividade hidráulica diminuiu com o aumento do teor de bentonita nas amostras (Fig. 10). No entanto, o decréscimo de k não foi linear com o acréscimo de bentonita, verificando-se que há uma curvatura característica para todas as tensões confinantes (σ_3) empregadas. Chapuis e Aubertin (2003) verificaram que para solos finos existe uma convergência entre o inverso do limite de liquidez e o inverso da superfície específica dos solos (S_0) que, por sua vez, aparece ao quadrado na equação de Kozeny–Carman.

Chapuis e Aubertin (2003) verificaram ainda que quanto maior o limite de liquidez e superfície específica, melhor o ajuste linear entre $1/\omega_L$ e $1/S_0$, resultando em uma convergência da equação de Kozeny–Carman com a utilização de ω_L em substituição de S_0 , resultando em um satisfatório ajuste da equação de Kozeny–Carman para solos argilosos.

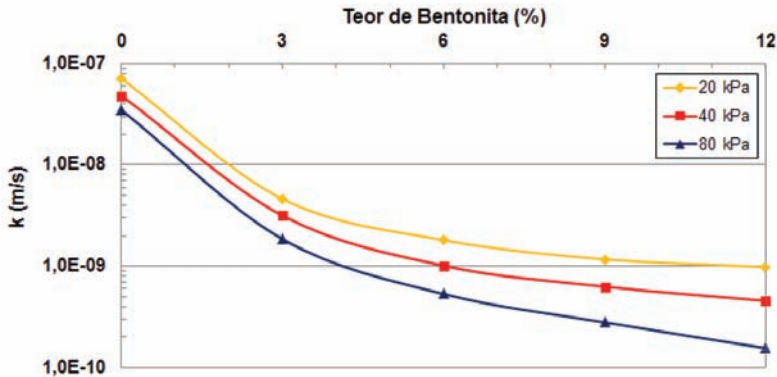


Fig. 10 – Variação da condutividade hidráulica em função do teor de bentonita.

Seguindo o mesmo conceito proposto por Chapuis e Aubertin (2003), dividindo-se o teor de bentonita por uma tendência crescente (limite de liquidez proporcionado pela adição de bentonita), as curvas de k versus o cociente bentonita/limite de liquidez tenderam a uma linearização, como mostra a Fig. 11. Neste sentido, pôde-se prever que um ajuste exponencial na base neperiana se adequa aos dados experimentais, resultando em equações características de k como função do teor de bentonita (equações 1, 2 e 3).

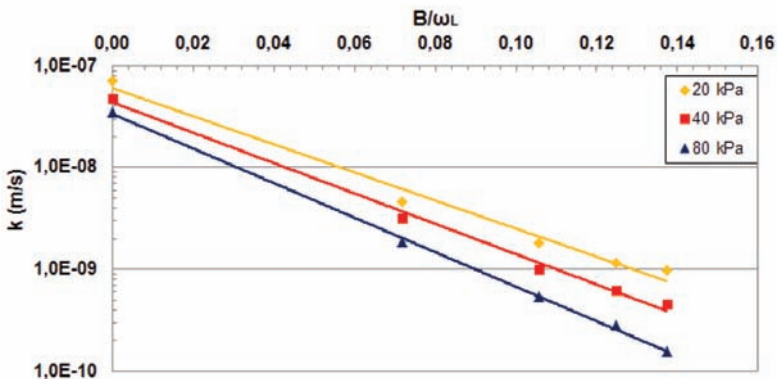


Fig. 11 – Variação da condutividade hidráulica em função do teor de bentonita e limite de liquidez.

$$k(B, \omega_L) = 6 \times 10^{-08} e^{-32(B/\omega_L)} \quad (R^2 = 0,98; \sigma_3 = 20kPa) \quad (1)$$

$$k(B, \omega_L) = 4 \times 10^{-08} e^{-34(B/\omega_L)} \quad (R^2 = 0,99; \sigma_3 = 40kPa) \quad (2)$$

$$k(B, \omega_L) = 3 \times 10^{-08} e^{-39(B/\omega_L)} \quad (R^2 = 0,99; \sigma_3 = 80kPa) \quad (3)$$

onde:

$k(B, \omega_L)$ – condutividade hidráulica em função do teor de bentonita e limite de liquidez (m/s);
 B – teor de bentonita (%);
 ω_L – limite de liquidez (%).

Os altos valores de R^2 obtidos com a linearização comprovam os excelentes ajustes das curvas características das equações 1, 2 e 3, as quais têm em comum produtos do tipo $a10^{-8}e^{b(B/\omega_L)}$. Pode-se supor desta forma que os valores de $a10^{-8}$ têm a ordem de grandeza do k do solo laterítico, enquanto os valores B/ω_L representam o efeito da adição da bentonita sobre a plasticidade do solo. Já o fator b pode ser entendido como efeito da tensão confinante.

Ao se considerar um valor de k de 10^{-9} m/s como o patamar mínimo para a aplicação de misturas bentoníticas em selos basais de aterros sanitários, tanto pela Fig. 10 quanto pelas equações 1 a 3, é possível se determinar o teor de bentonita entre 4 e 12% (proporção em peso seco) para alcançar este valor, dependendo da tensão confinante considerada.

Entretanto, considerações específicas devem ser respeitadas na determinação do teor ótimo de bentonita: em aterros sanitários reais deseja-se uma coluna mínima de chorume controlada pelo sistema de drenagem, resultando em menor gradiente hidráulico; os maiores valores de k são observados em tensões confinantes baixas, ou seja, no início de operação do aterro sanitário. Assim, o teor ótimo de bentonita deve levar em consideração características específicas de cada projeto, sobretudo em termos de tensão confinante mínima e gradiente hidráulico máximo esperado na vida do aterro sanitário.

Adicionalmente, a variação do índice de vazios foi controlada durante a fase de adensamento e percolação (Fig. 12). Os valores sobre o eixo das ordenadas da Fig. 12 indicam o índice de vazios após a moldagem do corpo de prova, permanecendo o mesmo após a saturação.

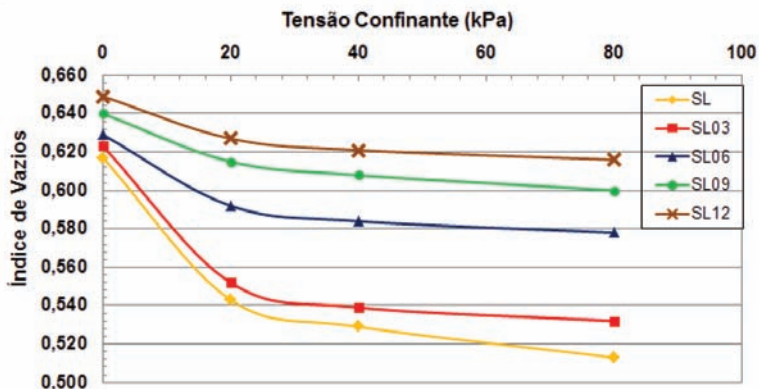


Fig. 12 – Variação do índice de vazios com a tensão confinante para as diferentes amostras.

Como mostra a Fig. 12, inicialmente a amostra SL apresentou menor índice de vazios em relação às amostras contendo bentonita. Já a tendência com a aplicação da tensão confinante foi contrária à esperada, mostrando uma queda mais acentuada do índice de vazios para as amostras SL e SL03 em relação às amostras SL06, SL09 e SL12. Possíveis explicações para esta tendência podem estar na ocupação dos vazios do solo laterítico pelas partículas de bentonita e nas baixas tensões confinantes empregadas. De qualquer modo, os valores de k obtidos indicam que o maior índice de vazios com o acréscimo de bentonita estaria com água adsorvida, ou seja, a água destes vazios não estaria disponível para a percolação.

4.3 – Resistência ao cisalhamento

O Quadro 2 apresenta os parâmetros de resistência totais e efetivos obtidos nos ensaios de cisalhamento triaxial para as amostras, enquanto a Fig. 13 apresenta a variação das envoltórias de Mohr-Coulomb totais e efetivas em função do teor de bentonita.

Quadro 2 – Parâmetros de resistência totais e efetivos para as amostras.

Propriedades	Amostras				
	Bentonita	SL	SL03	SL09	SL12
Ângulo de atrito total (°)	21	20	19	17	16
Ângulo de atrito efetivo (°)	34	33	32	30	29
Coesão total (kPa)	9	10	11	14	15
Coesão efetiva (kPa)	10	11	12	15	16

Tanto no Quadro 2 quanto na Fig. 13 é possível constatar que há uma tendência geral de diminuição do ângulo de atrito (φ e φ') e aumento de coesão (c e c') com o acréscimo de bentonita. Os resultados mostram que o limite desta tendência foi um $\Delta\varphi = \Delta\varphi'$ de -5° e um $\Delta c = \Delta c'$ de $+6$ kPa da amostra SL12 em relação a amostra SL.

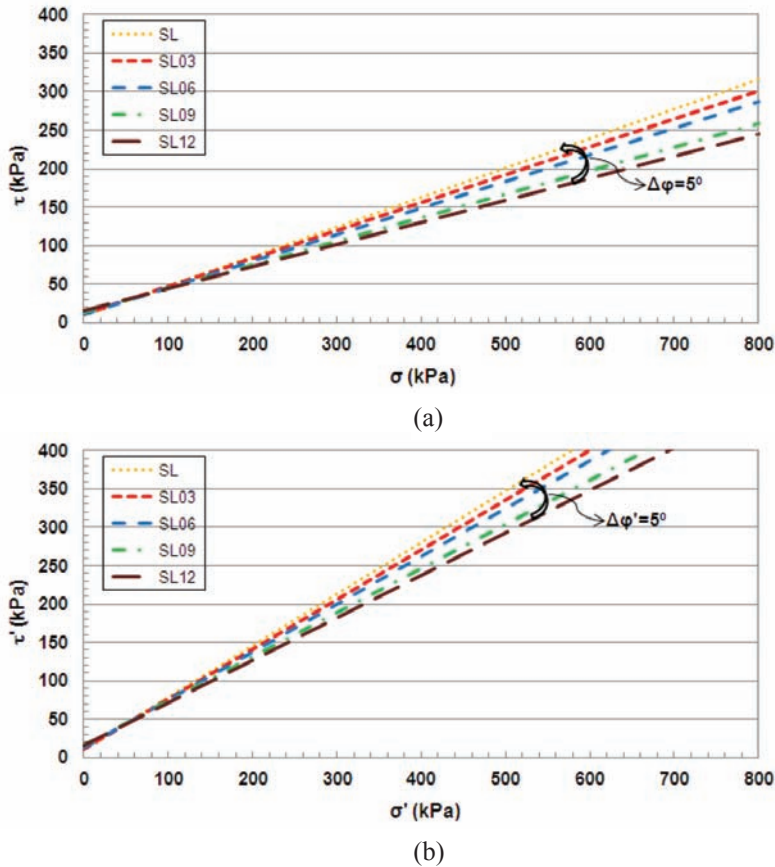


Fig. 13 – Envoltórias de ruptura de Mohr-Coulomb totais (a) e efetivas (b) das amostras.

Considerando-se a variação máxima dos parâmetros de resistência efetivos mostrados na Fig. 13, a redução da resistência ao cisalhamento (τ) decorrente da adição de bentonita é governada pela redução de 5° tanto no ângulo de atrito total quanto no ângulo de atrito efetivo. Desprezando-se a parcela de coesão na envoltória de Mohr-Coulomb, a resistência ao cisalhamento pode ser descrita como $\tau = \sigma' \tan \varphi'$. Deste modo, a redução da resistência ao cisalhamento devido à adição de bentonita pode ser aproximada pela equação $1 - (\tan \varphi'_{SN12} / \tan \varphi'_{SN})$, ou seja, cerca de 25% para resistência ao cisalhamento efetivo e 18% para resistência ao cisalhamento efetivo. Ressalta-se que estes percentuais são os limites para elevadas tensões confinantes. Para baixas tensões confinantes, a parcela de aumento da coesão devido à adição de bentonita deve ser considerado, reduzindo o percentual de perda de resistência.

A Fig. 14 mostra as curvas tensão *versus* deformação obtidas no ensaio triaxial para cada tensão confinante empregada, enquanto a Fig. 15 mostra a variação do módulo de elasticidade de pico em função do teor de bentonita.

A Fig. 14 mostra uma redução da tensão desviadora de pico para as amostras contendo maiores teores de bentonita, fato esperado considerando-se a diminuição do ângulo de atrito efetivo dado pelo acréscimo de bentonita. Em relação à amostra SL observou-se que a redução da tensão desviadora de pico é mais acentuada quanto maior a tensão confinante: para $\sigma_3 = 100$ kPa, a variação de σ_d foi da ordem de 30 kPa; para $\sigma_3 = 200$ kPa, foi da ordem de 50 kPa e para $\sigma_3 = 400$ kPa, foi da ordem de 150 kPa.

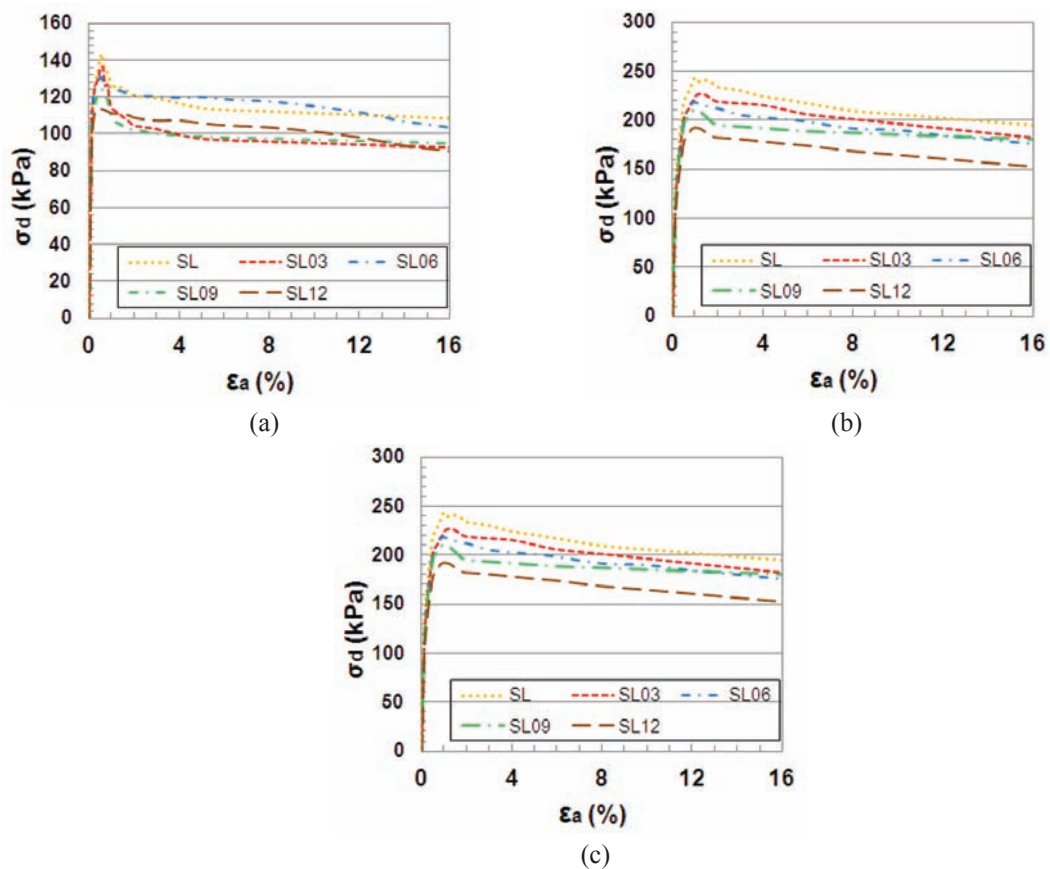


Fig. 14 – Curvas tensão *versus* deformação axial sob tensões confinantes de 100 kPa (a), 200 kPa (b) e 400 kPa (c).

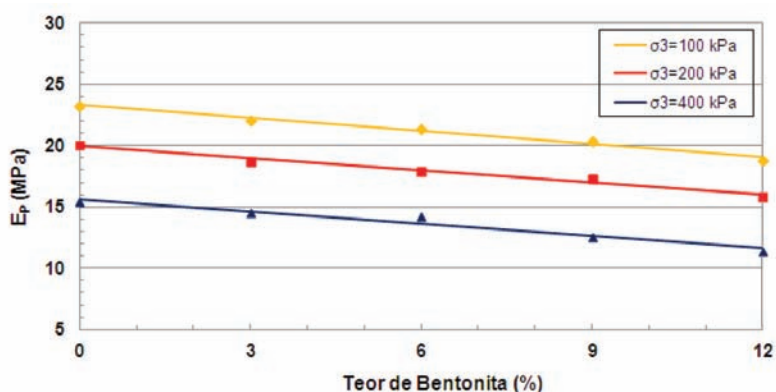


Fig. 15 – Variação do módulo de elasticidade de pico em função do teor de bentonita.

Já a Fig. 15 mostra que houve uma diminuição do módulo de elasticidade de pico de aproximadamente 4 MPa entre as amostras SL e SL12 para todas as tensões confinantes empregadas. Mais uma vez esta tendência já era esperada pois a bentonita é altamente deformável. Em termos de aplicação das misturas em selos basais, o aumento da deformação em função da adição de bentonita mostrou-se relevante e deve ser analisada de forma específica em cada projeto.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em resumo, os resultados experimentais demonstraram as mudanças nas propriedades geotécnicas do solo laterítico decorrentes da adição de bentonita: aumento linear do limite de liquidez e do índice de plasticidade (maior dispersão do limite de plasticidade); manutenção dos teores de argila na análise granulométrica creditado à possível aglutinação dos grãos siltosos e arenosos do solo laterítico.

Em termos de condutividade hidráulica, verificou-se uma diminuição não linear de k com o aumento do teor de bentonita. Uma característica comum para todas as curvas de k versus teor de bentonita foi a constatação de que ao se dividir o teor de bentonita pelo limite de liquidez, houve uma tendência de linearização, que resultou na obtenção de equações características exponenciais de k como função desse fator B/ω_L . A este fator, por eliminação, foi creditado o efeito real da bentonita na condutividade hidráulica do solo laterítico.

Como esperado, a adição da bentonita reduziu a resistência ao cisalhamento do solo laterítico devido à redução do ângulo de atrito. Além disso, a adição da bentonita aumentou significativamente a compressibilidade do solo laterítico. Neste sentido, os resultados indicaram que é obrigatória uma análise específica destes parâmetros para cada projeto de aterro sanitário.

De um modo geral, o estudo demonstrou que a mistura de solos lateríticos com bentonita é uma alternativa viável para construção de barreiras de fluxo (sobretudo em *liners* e *cover systems* de aterros sanitários), desde que sejam ponderados todos os fatores de interação entre a bentonita e o solo laterítico, assim como os fatores de redução de resistência ao cisalhamento devido à adição da bentonita. Neste sentido, em aspecto mais amplo, as barreiras argilosas compactadas podem ser uma alternativa para que os municípios brasileiros adequem seus sítios de disposição de rejeitos de resíduos sólidos e atendam a Política Nacional de Resíduos Sólidos.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais - FAPEMIG, pelo apoio financeiro ao projeto (processo APQ 01284-10). Os autores também agradecem à Bentonit União Nordeste S/A, representada pelo engenheiro Pedro Paulo Furtado Gouveia, que gentilmente doou as amostras de bentonita utilizadas nesta pesquisa.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6459 (1984): *determinação do limite de liquidez*. NBR 6508 (1984): *grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – determinação da massa específica*. NBR 7180 (1984): *determinação do limite de plasticidade*. NBR 7181 (1984): *análise granulométrica*. NBR 6457 (1986): *amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. NBR 7182 (1986): *ensaio de compactação*. Rio de Janeiro.

- ABRELPE - Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais (2013). *Panorama dos resíduos sólidos no Brasil*. 11ª edição, ABRELPE, São Paulo.
- Anderson, S.A.; Hee, B.H. (1995). *Hydraulic conductivity of compacted lateritic soil with bentonite admixture*. Environmental and Engineering Geoscience, v. 1, n. 3, pp. 299-312.
- ASTM - American Society for Testing and Materials. D 4767 (1995): *Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils*. West Conshohocken.
- Chapuis, R.P. (1990). *Sand-bentonite liners: predicting permeability from laboratory tests*. Canadian Geotechnical Journal, v. 27, pp. 47-57.
- Chapuis, R.P.; Aubertin, M. (2003). *On the use of the Kozeny-Carman equation to predict the hydraulic conductivity of soils*. Canadian Geotechnical Journal, v. 40, pp. 616-628.
- Cuisinier, O.; Deneele, D.; Masrouri, F. (2009). *Shear strength behavior of compacted clayey soils percolated with an alkaline solution*. Engineering Geology, v. 108, pp. 177-188.
- Daniel, D.E.; Koerner, R.M. (1995). *Waste containment facilities: guidance for construction, quality assurance and quality control of liner and cover system*. ASCE, New York, 354 p.
- DER – Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo. DER-M196-89 (1989): *Classificação de solos tropicais segundo metodologia MCT*. São Paulo.
- DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNER-ME 256-94 (1994): *Solos compactados com equipamento miniatura – Determinação de perda de massa por imersão*. Rio de Janeiro.
- Farnezi, M.K.; Leite, A.L.L. (2007). *Lateritic soil and bentonite mixtures assessment for liner usage purpose*. Soils and Rocks, São Paulo, v. 30, n 2, pp. 103-112.
- Gleason, M.H.; Daniel, D.E.; Eykholt, G.R. (1997). *Calcium and sodium bentonite for hydraulic containment applications*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 123, n. 5, pp. 438-445.
- Head, K.H. (1986). *Manual of Soil Laboratory Testing: Effective Stress Tests*. John Wiley & Sons, London, v.3.
- IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2011). *Contas regionais do Brasil - PIB e participação das grandes regiões e unidades da federação*. Disponível em: ftp://ftp.ibge.gov.br/Contas_Regionais/2011/pdf/tab01.pdf.
- Koch, D. (2002). *Bentonites as a basic material for technical base liners and site encapsulation cut-off walls*. Applied Clay Science, v. 21, pp. 1-11.
- Madsen, F.T.; Müller-Vonmoos, M. (1989). *The swelling behavior of clays*. Applied Clay Science, v. 4, pp. 143-156.
- Mesri, G.; Olson, R.E. (1970). *Shear strength of montmorillonite*. Geotechnique, v. 20, n. 3, pp. 261-270.
- Nogami, J.S.; Villibor, D.F. (1985). *Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias*. In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro. Anais, v. 1, pp. 30-41.

- Osinubi, K.J. ; Nwaiwu, C.M.O. (2002). *Compacted lateritic soils as hydraulic barriers in waste containment systems*. In: International Congress on Environmental Geotechnics, 4, Rio de Janeiro. Anais, pp. 225-230.
- Rowe, R.K. (2001). *Barrier systems*. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook, New York. Kluwer Academic, New York, pp. 739-788.
- Santamarina, J.C. (2003). *Soil behavior at the microscale: particle forces*. Soil Behavior and Soft Ground Construction, ASCE Geotechnical Publication, n. 119, Reston, VA, pp. 25-56.
- Shackelford, C.D. (1994). *Waste-soil interactions that alter hydraulic conductivity*. Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil. ASTM STP1142, Philadelphia, pp. 111-166.
- Sivapullaiah, P.V.; Sridharan, A.; Stalin, V.K. (1998). *Evaluation of bentonite and sand mixtures as liners*. International Congress on Environmental Geotechnics, 3, Lisboa. Anais, pp. 17-21.
- Stewart, D.I.; Studds, P.G.; Cousens, T.W. (2003). *The factors controlling the engineering properties of bentonite-enhanced sand*. Applied Clay Science, v. 23, pp. 97-110.
- Sunil, B.M.; Nayak, S.; Shrihari, S. (2009). *Shear strength characteristics and chemical characteristics of leachate-contaminated lateritic soil*. Engineering Geology, n. 106, pp. 20-25.
- Vertamatti, E. (1998). *Novas considerações para classificações de solos tropicais amazônicos de textura fina*. Congresso Anual de Pavimentação, 23, Florianópolis. Anais, pp. 533-564.

DATAÇÃO DE SEDIMENTOS COSTEIROS E USO DO PIEZOCONO PARA DEFINIR ESTRATIGRAFIA

Dating of coastal sediments and use of piezocone to define stratigraphy

Claudio Renato Rodrigues Dias*

Everaldo Bastos**

RESUMO – O objetivo principal deste trabalho é explorar o uso dos ensaios de piezocone como um método para definir a estratigrafia de seqüências de sedimentos do Quaternário e contribuir para a descrição dos diferentes padrões de flutuação do nível médio do mar e sua influência para a costa sul do Rio Grande do Sul/Brasil. Além disso, pretende-se correlacionar resultados de ensaios de datação por radiocarbono (C^{14}) de amostras retiradas entre as profundidades de 15 e 45 metros em relação ao nível do mar, na área de um estaleiro em Rio Grande, assim como ensaios de datação de solo em outro sítio, como apresentado em estudos de sedimentologia, paleontologia e palinologia.

SYNOPSIS – The main objective of this paper is to explore the use of piezocone tests as a method to define the stratigraphy of Quaternary sediment sequences and to contribute to the description of the different sea level fluctuation patterns and their influence for the south coast of Rio Grande do Sul/Brazil. Moreover, it is intended to correlate radiocarbon (C^{14}) dating test results of samples collected at depths from 15 to 42m below sea level in a shipyard area in Rio Grande, as well as dating tests made in another site, presented in studies of sedimentology, paleontology and palynology.

PALAVRAS CHAVE – Estratigrafia, datação por carbono 14, piezocone, variações do nível do mar.

1 – INTRODUÇÃO

O estudo dos perfis estratigráficos de depósitos sedimentares do Quaternário Recente tem sentido ultimamente uma forte contribuição de geólogos, palinólogos, paleontólogos e arqueólogos. As seqüências de deposição no Quaternário nas regiões costeiras foram fortemente afetadas pelos eventos de regressão e transgressão do nível do mar, principalmente nos chamados ambientes transicionais de lagoas, planícies costeiras e áreas inundáveis. De Mío e Giacheti (2007) sugeriram o uso dos perfis de ensaios de piezocone para definir a estratigrafia de alta resolução de seqüências de sedimentos do Quaternário na costa do Brasil. Baseando-se em ensaios de piezocone, analisaram três pontos da Costa Brasileira: Caravelas (Bahia), Guarujá (São Paulo) e Paranaguá (Paraná). Dos três pontos, há comportamento parecido nos dois primeiros sítios, mas há uma diferença na seqüência de sedimentos no sítio de Paranaguá, relacionada com a curva de flutuação do nível do mar para aquela região. Estes dados são importantes quando se estuda a estratigrafia dos solos costeiros à luz da geologia regional, e principalmente a partir dos estudos de variação do nível do mar no Quaternário (Massad, 1988). De Mío (2005), em sua tese de doutorado, mostrava

* Engenheiro Civil, Doutor, Professor Colaborador do Programa de Pós Graduação em Engenharia Oceânica/FURG, Rio Grande (RS), Brasil. E-mail: crrd@vetorial.net

** Físico, Mestre, Programa de Pós Graduação em Engenharia Oceânica/FURG, Rio Grande (RS), Brasil. E-mail: everaldobastos@furg.br

a alta aplicabilidade dos ensaios de piezocone, uma ferramenta de engenharia geotécnica, para definir a estratigrafia, além da possibilidade de integrar-se com outras técnicas correntes como as usadas nos estudos de paleo-ambientes, como dados da palinologia, bem como com futuros estudos de combinação dos ensaios de piezocone com datação pelo carbono (C^{14}).

O ensaio de penetração de cone, chamado CPT, com uso de células de carga, foi desenvolvido fortemente nos anos 1970, e tem experimentado larga aceitação devido a sua precisão, a aquisição contínua de dados e a natureza detalhada desses dados. Posteriormente, com a introdução de transdutores de pressão, capazes de medir a poro pressão durante a penetração, o ensaio passou a chamar-se CPTu. As principais medidas registradas um computador são: a resistência de ponta (q_c , q_t), a resistência lateral (f_s) e a poro pressão (u_2) (Lunne *et al.*, 1997). Diferentemente dos ensaios tipo SPT, ou ensaios de simples reconhecimento, com medida do número de golpes para penetrar um amostrador padrão, em que é possível a coleta de amostras para classificação do solo em laboratório, o piezocone mede somente tensões. No entanto, os dados obtidos permitem, através de métodos e correlações empíricas apresentados por diversos autores (Douglas e Olsen, 1981; Robertson *et al.*, 1986; Robertson, 1990; Robertson e Campanella, 1988), a possibilidade de classificar o solo e definir parâmetros por seu comportamento no ensaio.

Os ambientes sedimentares e sequências de camadas foram controlados pelas flutuações do nível do mar durante o Quaternário, e podem indicar que cada um tenha características específicas, talvez influenciadas por diferentes taxas de disposição do sedimento. Martin *et al.* (2003) admitem que o padrão geral do nível do mar na costa brasileira é similar em todos os sítios, e indicam que esta costa foi submetida à submersão a partir de cerca de 5100 anos atrás (AP), quando atingiu cerca de 5 metros acima do nível atual, seguido de uma queda progressiva até o presente.

No presente trabalho tem-se por objetivo confirmar a utilidade do ensaio de piezocone como método para definir a estratigrafia do sedimento do Quaternário e contribuir na descrição dos padrões de flutuação do nível do mar e sua influência na costa sul do Rio Grande do Sul. Além disso, relacionar resultados de datação de amostras coletadas em várias profundidades, situadas entre as cotas de -15 metros e -42 metros, na área do Estaleiro Rio Grande (ERG), e comparar com datação em outro sítio, apresentada em estudos de Medeanic *et al.* (2009).

2 – SÍTIO DO SUPERPORTO DO RIO GRANDE

2.1 – Descrição do local

Os ensaios de piezocone foram realizados como ferramenta e suporte para o projeto de um dique seco, pertencente ao Estaleiro Rio Grande (ERG), situado no Superporto, à margem oeste do Canal do Norte (Rio Grande-RS) (Fig. 1). Dos referidos ensaios de piezocone, num total de 23, alguns são usados, nesse trabalho, para comparar com estudos de paleontologia e datação com carbono 14.

2.2 – Geologia do sítio

Segundo estudos geológicos, as diversas camadas de sedimentos da região na Planície Costeira Sul correspondem a materiais depositados em um ambiente altamente influenciado pela maré e pelas correntes de maré de enchente e vazante. Tal ambiente, dito transicional, pode ser relacionado a fácies de canal de maré, que apresentam intercaladas camadas de sedimentos com influência de paleo-rios ou paleo-lagos e camadas com influência do mar.



Fig. 1 – Sítio de estudo no ERG (Bastos *et al.*, 2010).

Os eventos de transgressão e regressão do nível do mar foram muito importantes na construção deste perfil. A Fig. 2 apresenta um perfil longitudinal de 12 km do Superporto de Rio Grande e mais 4 km do Molhe Oeste da Barra do Rio Grande (Dias *et al.*, 2008).

Sondagem profunda, realizada pela Petrobrás na praia do Cassino (7 km do Superporto), confirma sedimentos superficiais da regressão ocorrida de 6000 anos AP até os dias atuais (arenosos) e sedimentos argilo-siltosos da transgressão entre 17 000 anos AP e 6000 anos AP, além da espessura de depósito continental entre 45 e 100 metros de profundidade (Closs, 1970). O substrato rochoso apresenta-se a uma profundidade de 520 m, com pacotes de sedimentos sotopostos, se apresentando como ora argiloso, ora arenoso.

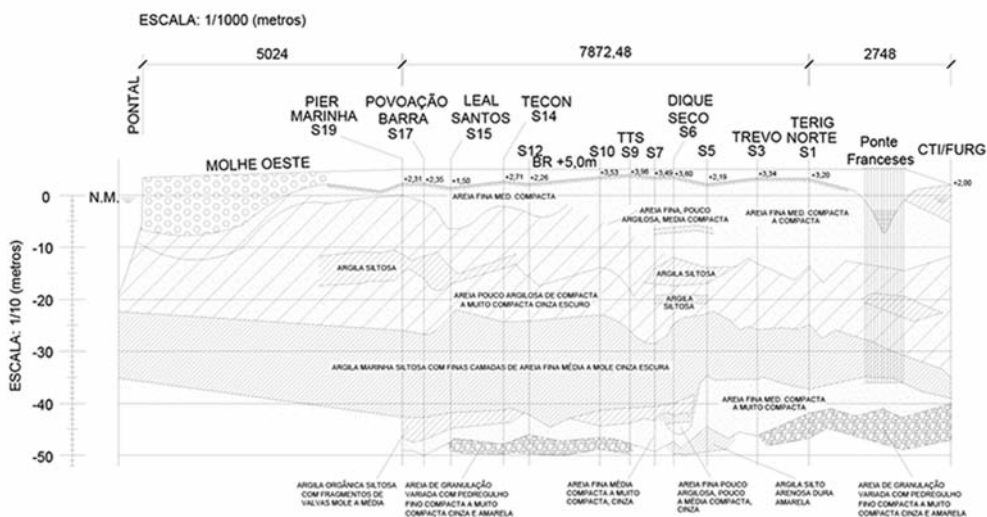


Fig. 2 – Perfil longitudinal no sentido sul-norte desde os Molhes da Barra até o Campus Cidade da FURG (Dias *et al.*, 2008).

Em trabalhos anteriores (Dias, 1979; 1993; 2001) e Dias e Bastos (1997), Dias e Kerstner (2003), Dias *et al.* (2004), discutia-se a formação das camadas arenosas sobre a argila siltosa, que ocorrera no Holoceno, entre 6000 anos AP e o presente, segundo as evidências geomorfológicas (feixes de cordões litorâneos e velhos canais). As datações no presente estudo têm indicado desde valores de 12 000 anos para cota de -42m, a 10 000 anos para cota de -30m, dentro da camada de argila siltosa. Como nessas datas o mar estava subindo, após seu recuo máximo (cota: -110 a -120m) há 17 000 anos AP, e pelas evidências obtidas de amostragem em estacas escavadas que atingiram a cota -50m, onde se detectou seixos, solo amarelado (laterizado) e pouco acima turfa (fundo de paleolago ou paleocanal), pode-se concluir que o depósito de argila siltosa se formou durante a transgressão (como esperado), entre 12 000 e 6000 anos AP.

É importante que se considere as curvas de variações relativas do nível do mar na costa brasileira, relacionadas aos últimos 7000 anos. Um dos eventos geológicos que marcaram a passagem Pleistoceno-Holoceno foi um aumento do nível do oceano em cerca de 5 metros, que na região de Rio Grande foi designada por Transgressão Quinta, sendo sua ação registrada na construção de uma falésia, com cerca de dois metros de altura, atualmente interiorizada cerca de 20 km da atual linha de praia (Godolphim, 1976). Medeanic *et al.* (2009) apresentam datação por C¹⁴ em amostra tirada à cota -20m, num local em torno de 20km da costa atual da praia do Cassino, que indicou uma idade de 4940 anos AP, num estrato de argila siltosa, que foi definido como transgressivo. Naquele sítio, essa camada chega até a cota -13m. A partir daí, o estrato passa a ser chamado regressivo.

A regressão se deu a partir do nível de mar alto ter baixado e erodido as praias ao longo da planície costeira. Ao longo dos terrenos pleistocênicos marinhos (regionalmente denominados Formação Chui) teria sido construída tal falésia que, portanto, constitui um contato entre os terrenos pleistocênicos marinhos e os holocênicos marinhos e lagunares. Com o retrabalhamento dos terraços marinhos e da praia, e mais material transportado pelas correntes marinhas provenientes do sul (sedimentos do Rio da Prata), a medida que o nível do mar regredia, formavam-se conjuntos de cordões, chamados feixes de restingas. Godolphim (1976) distinguiu sete feixes, construídos ao longo de 6000 anos, sugerindo que se possa considerar sete oscilações no nível do mar, com possibilidade de datação grosseira dos períodos de formação dos feixes (Quadro 1) que permitem reconstituir a evolução holocênica do sistema.

Quadro 1 – Datas e principais fenômenos (no Holoceno) que marcaram a formação sedimentar da região em foco.

Feixe	Período (anos AP)	Fenômenos associados
FR1	6000/ 5200	Nível do mar +5,0 m
FR2	5200/ 4600	Início da formação do pontal de Rio Grande
FR3	3850/ 2800	Cresce pontal, desvio da barra sul da Laguna dos Patos
FR4	2800/ 2400	Elevação do nível do mar em cerca de 2 m
FR5	Não definido	Volta da regressão, com formação de barra mais ao sul
FR6	Não definido	Nova subida do nível do mar, com erosão de feixes anteriores
FR7	Início: 335 AP	Reposição da barra atual, recobrimento por depósitos eólicos

2.3 – Variações do nível do mar

Durante o período regressivo, alguns autores (Corrêa, 1996; Suguio e Tessler, 1984) apontam a descida do nível do mar abaixo do nível atual: cerca de 10 metros há 4200 anos AP e cerca de 2 metros há 2800 AP. Essas subidas e descidas do nível do mar explicariam a sucessão de camadas de areia, depositadas em regressão, e de argila siltosa, depositadas em transgressão (Figs. 3 e 4).

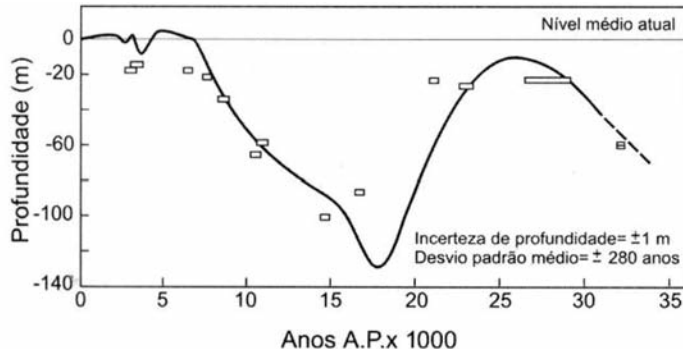


Fig. 3 – Variação dos paleoníveis do mar na Planície Costeira do Rio Grande do Sul (Corrêa, 1996).

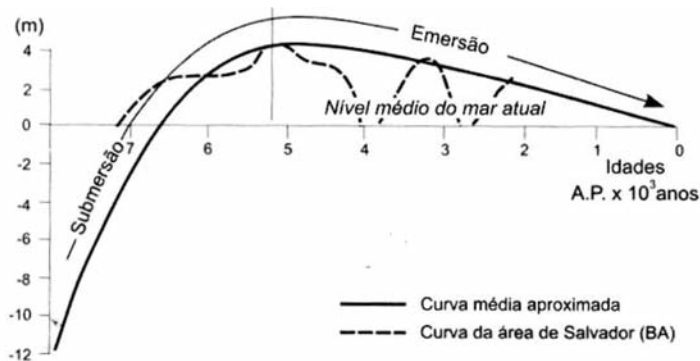


Fig. 4 – Variação do paleonível relativo do mar nos últimos 7000 anos (Suguio e Tessler, 1984).

3 – ENSAIOS DE PIEZOCONE

Durante a escavação interna do dique seco surgiram problemas de diversas ordens, podendo-se apontar como um dos principais o funcionamento deficiente do sistema de rebaixamento do lençol freático do local. Tal fato foi influenciado pelas condições peculiares do solo local, como a presença de camadas de pouca espessura de argila siltosa, entremeadas por subcamadas de areia, nos níveis entre cotas -6 e -8 metros e entre cotas -12 e -20 metros, conforme se pode observar na Fig. 6. Desta forma, houve a necessidade de executar uma campanha de sondagem com piezocones e ensaios dilatométricos. Esta iniciativa propiciou um refinamento no conhecimento dos perfis de solo atravessados, podendo-se assim definir melhor a estratigrafia do sítio e propor explicações para as mudanças no comportamento do solo, tendo em vista seu processo de deposição (sedimentação e adensamento) em diversos tempos geológicos, e influenciado pelas variações do nível do mar entre o pleistoceno e holoceno.

Para tal campanha foram contratadas duas empresas (A e B), sendo que a primeira executou 3 ensaios de piezocone que, inicialmente, permitiram definir parâmetros importantes do local. Essa empresa executou pré-furos até a profundidade de 26 e a partir deste ponto, realizou os ensaios de piezocone. A empresa B executou 20 ensaios de piezocone (CPTu) e 20 ensaios dilatométricos (DMT), ao longo de todo o perfil, que completaram o estudo da estratigrafia e possibilitaram uma melhor definição de parâmetros.

O ensaio de piezocone é o que melhor retrata a estratigrafia das camadas de solo, tornando possível detectar de forma mais precisa as diversas camadas de solo. Tipicamente, a resistência de ponta do cone (q_t) é alta nas areias e baixa nas argilas, e a razão de atrito ($R_f = f_s/q_t$) é baixa nas areias e alta nas argilas. Na realidade não se espera definir o tipo de solo a partir do CPT, mas sim o comportamento do tipo de solo. Outro fator importante que deve ser salientado é a melhor caracterização de camadas de pequena espessura (alguns centímetros), que nem sempre é possível num ensaio do tipo SPT (geralmente as medições e coletas se dão a cada 1 metro de perfuração). Exemplificando para os perfis do dique seco, no interior da camada de argila siltosa pode ser apontada a presença de veios de areia de pequena espessura, em cota de -30m, como se pode observar na Fig. 5, que apresenta resultados de ensaios executados pela empresa A.

Analisando os perfis dos ensaios de piezocone CPTu17a, executados pela empresa B (Fig. 6), com cota no nível do terreno de +3,47metros, verifica-se uma camada superficial de areia (peso específico médio de 18 kN/m^3) até a cota -13m, com uma camada de argila siltosa de permeio, entre as cotas -6m e -7m. Esta camada foi classificada por Dias *et al.* (2008) como Camada A. A partir da cota -13 começa uma sucessão de subcamadas com espessuras variando de 20cm a 300cm, sendo classificadas como areia ou argila arenosa. Essa camada foi classificada como Camada B. Deve-se salientar o fato que, ao se retirar blocos indeformados, com dimensões de $40\text{cm} \times 40\text{cm} \times 40\text{cm}$, entre as cotas -13m e -14m, verificou-se maior variabilidade nas subcamadas, detectando-se algumas com espessuras de 2,5cm a 7,0cm, intercalando-se sempre argila e areia, às vezes com muitas conchas. Verificava-se assim uma maior semelhança de comportamento com os perfis apresentados nos ensaios CPTu.

A partir da cota -24m até a cota -41m o comportamento do ensaio apresenta uma camada mais homogênea (na classificação e no comportamento) de argila siltosa, com leve crescimento da resistência não drenada e da razão de sobreadensamento com a profundidade. Essa camada foi denominada de Camada C. O peso específico da argila siltosa em média é 16kN/m^3 . Abaixo (Camada D), aparece a camada basal para efeito de fundações em estacas, que é formada por areia muito compacta.

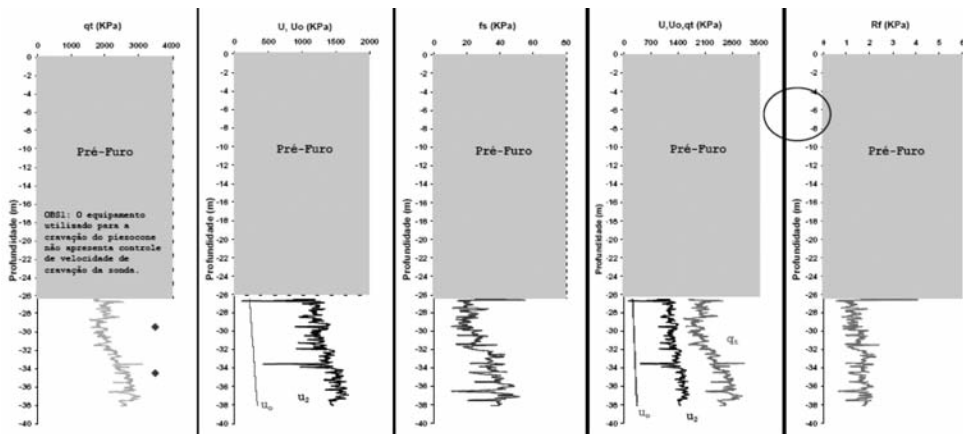


Fig. 5 – Perfil de piezocone na região do dique seco do Estaleiro Rio Grande (Dias *et al.*, 2008).

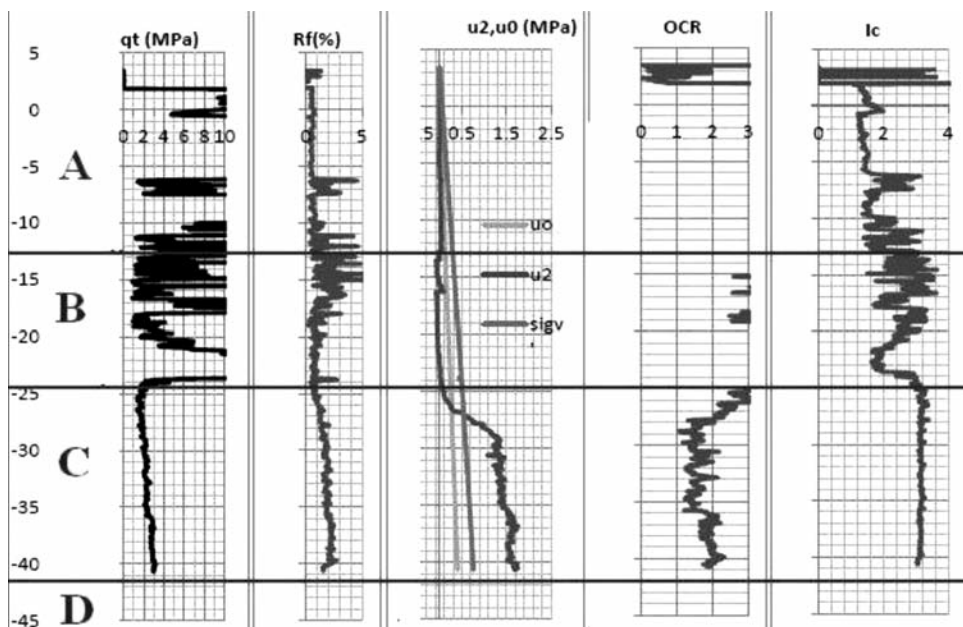


Fig. 6 – Perfis do ensaio CPTU 17a - As camadas descritas por Dias *et al.* (2008) de A até D, para sondagens tipo SPT, estão demarcadas.

3.1 – Cartas de comportamento de solo (SBT_N)

A previsão do tipo de solo baseada no CPT é referida ao tipo de comportamento de solo (SBT – *Soil Behavior Type*), como nos gráficos, sugeridos por Robertson *et al.* (1986), e numa versão mais recente de Robertson (2010), apresentados na Fig. 7.

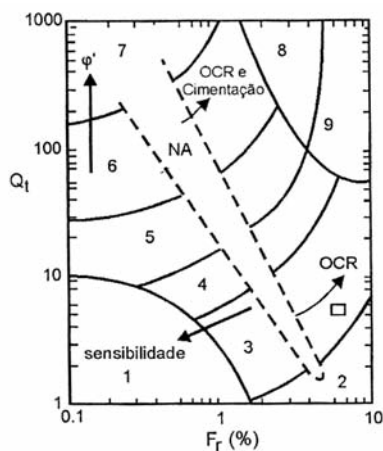


Fig. 7 – Gráfico do SBT (Robertson *et al.*, 1986, revisto por Robertson, 2010).

No gráfico as diversas zonas definem o solo pelo seu comportamento, relacionado à resistência de ponta normalizada (q_t) e à razão de atrito (R_f).

3.2 – Índice de comportamento do solo (Ic)

Através dos resultados do ensaio de piezocone pode-se definir um parâmetro chamado Índice de comportamento do solo. Seu valor pode ser obtido pela equação 1, podendo-se classificar o tipo de solo: areias pedregulhosas $I_c (<1,31 - \text{zona } 7)$; areias a areias siltsas $(1,31 < I_c < 2,05 - \text{zona } 6)$; misturas de areias $(2,05 < I_c < 2,60 - \text{zona } 5)$; misturas de siltes $(2,60 < I_c < 2,95 - \text{zona } 4)$; argilas $(2,95 < I_c < 3,60 - \text{zona } 3)$; solos orgânicos $(I_c > 3,60 - \text{zona } 2)$.

A equação 1 define I_c , e representa essencialmente os raios de círculos concêntricos que representam os limites entre cada zona SBT.

$$I_c = [(a \cdot \log q_n)^2 + (\log f_n + b)^2]^{1/2} \quad (1)$$

$a \approx 3,47$; $b \approx 1,22$;

q_n - resistência à penetração normalizada;

f_n - razão de atrito normalizada, em %.

$$q_n = (q_t - \sigma_{v0}) / \sigma'_{v0} \quad (2)$$

$$f_n = f_s / (q_t - \sigma_{v0}) \times 100\% \quad (3)$$

Na Fig. 8 apresenta-se o perfil de I_c para o ensaio CPTu 17a, para o dique seco em Rio Grande.

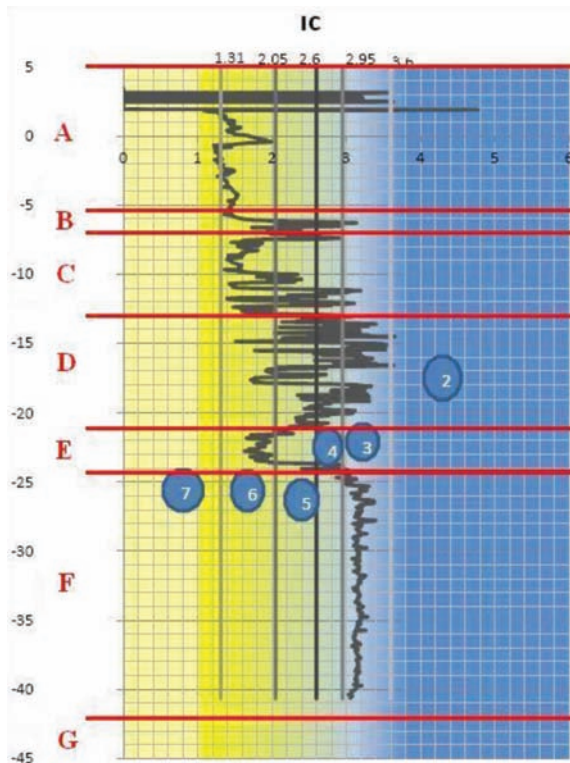


Fig. 8 – Perfil de I_c do ensaio CPTu 17a.

3.3 – Parâmetro de poro pressão B_q

Robertson (1990) apresentou os gráficos da Fig. 9, sendo que o primeiro relaciona resistência de ponta normalizada com razão de atrito normalizada e o outro relaciona a resistência de ponta com o parâmetro B_q , que leva em conta o excesso de poro pressão, onde:

$$B_q = \frac{\Delta u}{q_n} = \frac{u_2 - u_0}{q_r - \sigma_{v0}} \quad (4)$$

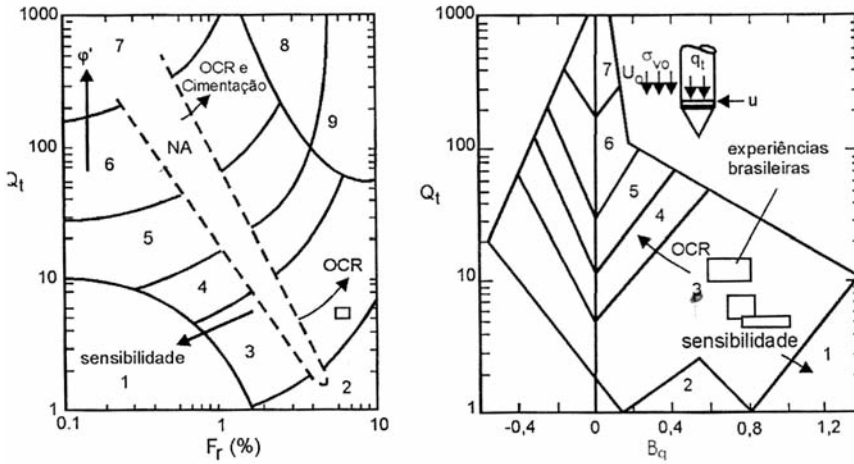


Fig. 9 – Gráficos $Q_t - F_r$ e $Q_t - B_q$ - SBT_N (Robertson, 1990).

Na Fig. 10 apresenta-se o perfil de B_q para o ensaio CPTu 17a, para o dique seco em Rio Grande. Observa-se bem o comportamento argiloso da camada de argila siltosa entre as cotas -24 e -41, e o seu estado levemente pré-adensado. Esse comportamento ficou também bem definido no perfil de I_c .

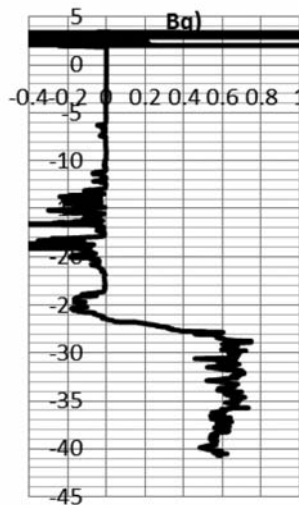


Fig. 10 – Perfil de B_q do ensaio CPTu 17a.

Na Fig. 11 reproduz-se os pontos obtidos do ensaio CPTu 17a para todas as profundidades, podendo-se distinguir bem o comportamento dos solos nas três camadas A, B e C, definidas em Dias *et al.* (2010). A Camada A é predominantemente arenosa (regressiva), a Camada B tem grande variabilidade de camadas (regressão com intercalações de transgressão), e a Camada C é argila siltosa (transgressiva) e fica toda compreendida na área 3 do gráfico, como trata a Fig. 9a (Robertson, 2010).

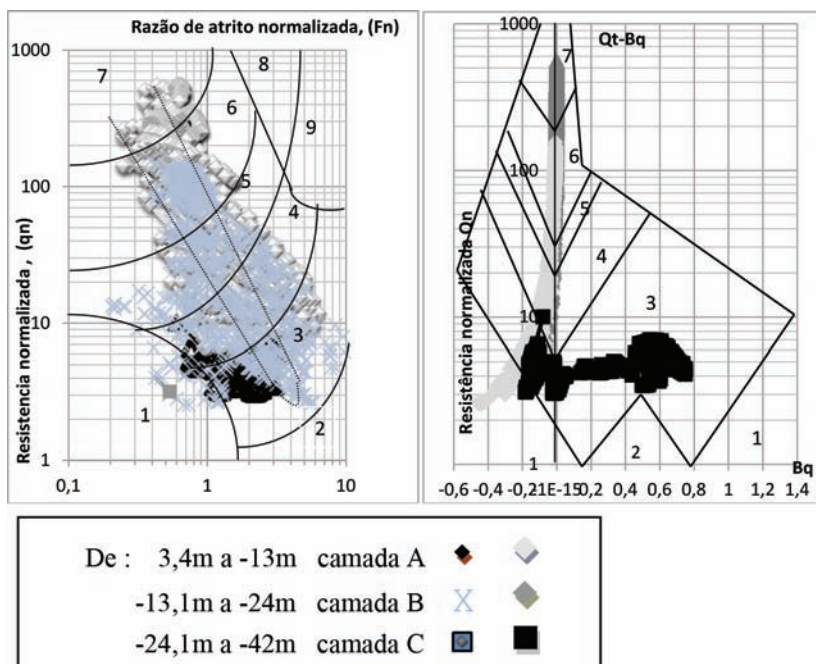


Fig. 11 – Gráficos: a) $Q_t - F_r$; b) $Q_t - B_q - SBT_N$ do ensaio CPTu 17a.

3.4 – Parâmetros indiretos

3.4.1 – OCR

No que importa à geotecnia e aos projetos de obras importantes que estão sendo implantadas na costa e nos portos, por exemplo, a busca da explicação para possível pré-adensamento de algumas camadas tem sido apresentada por Massad (1988). Sabe-se que durante períodos regressivos do nível do mar, a variação deste pode provocar aumento nas pressões efetivas em camadas de argilas que já se encontravam depositadas num local. Posteriormente, com a transgressão e possível elevação do mar, submergindo tais camadas, as pressões efetivas diminuirão e depreende-se que esse solo está pré-adensado. Por outro lado, como a argila siltosa dessa camada tem idades superiores a 6000 anos, certamente o adensamento secundário, que se constitui numa redução do índice de vazios com pressão efetiva constante, pode influir na pressão de pré-adensamento. Tem-se assim um solo envelhecido, que apresenta um comportamento correspondente ao de um solo sobreadensado.

Portanto a pressão de pré-adensamento obtida no ensaio de adensamento não corresponde à pressão de sobreadensamento no campo. Souza Pinto (2000) analisa esse fato e afirma que “*não existem argilas sedimentares normalmente adensadas sob o ponto de vista de comportamento*

tensão-deformação, a não ser argilas que tenham sido carregadas muito recentemente, por exemplo, pela construção de um aterro, e que não tiveram tempo de desenvolver recalques por adensamento secundário”. O mesmo autor ainda afirma que “correlações empíricas mostram que a razão de sobreadensamento dos solos sedimentares é tanto maior quanto mais plástico o solo, sendo da ordem de 1,4 para argilas com índice de plasticidade igual a 20 e de 1,7 para argilas com $IP=60$, para solos que tenham permanecido em repouso por um período de alguns milhares de anos”. Ensaio de laboratório em amostras retiradas de várias profundidades, na região do dique-seco do Estaleiro Rio Grande, podem ser vistos no Quadro 2, que apresenta valores de índice de plasticidade (IP) em várias cotas. Valores de OCR apresentados na tabela seguem ou confirmam a relação, considerada linear, acima referida.

Quadro 2 – Índice de plasticidade da argila siltosa no dique-seco.

Cotas em relação ao NM (m)	Índice de Plasticidade (IP)	OCR
-15,0	68	1,76
-28,2	26	1,44
-30,0	31	1,48
-35,0	41	1,56
-36,5	54	1,66

Tal fato explanado acima está bem caracterizado nas curvas obtidas dos ensaios de piezocone (Fig. 12), e nos triângulos assinalados em função de IP. Dessa forma, quando se compara os valores de razão de sobreadensamento obtidos de ensaios de adensamento de laboratório, que ficaram muito próximos da situação de solo normalmente adensado ($OCR=1$), com os obtidos nos ensaios de piezocone, que classificam o solo como levemente pré-adensado (OCR de 1,5 a 2,0), pode-se concluir que os ensaios de piezocone representam melhor o comportamento tensão-deformação real do solo.

Portanto, ao contrário do ensaio de adensamento em laboratório, que é muito demorado e necessita de amostras de excelente qualidade, o que nem sempre é possível, os ensaios *in situ* com piezocones podem apresentar resultados mais confiáveis e representativos do comportamento de campo.

Nos ensaios de piezocone pode-se obter a razão de sobreadensamento OCR , por exemplo, pela equação sugerida por Kulhawy e Mayne (1990), como na equação 5.

$$OCR = K \frac{q_t \cdot \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} = K \cdot Q_t \quad (5)$$

$K = 0,305$ (admitido como médio entre 0,2 e 0,5) – curvas na Fig. 12;

q_t - resistência de ponta do ensaio corrigida;

σ_{v0} - pressão total vertical;

σ'_{v0} - pressão efetiva vertical;

Q_t - q normal.

Na Fig. 12 apresenta-se o perfil de comportamento de OCR para o ensaio CPTu17a.

A análise da curva de variação de B_q com a profundidade também pode dar um excelente indicativo da história de tensões do solo. Isso pode ser visto na Fig. 10, que apresenta B_q da ordem de 0,5 a 0,7 para solos normalmente a levemente pré-adensados e B_q negativo em relação à poro

pressão hidrostática (u_0), como pode ser observado quando se têm argilas fortemente pré-adensadas ou siltes e areias siltosas muito compactas. Pode ser o caso do trecho entre cotas -12 e -22 do perfil analisado, comparando-se o gráfico da Fig. 10 com o da Fig. 12.

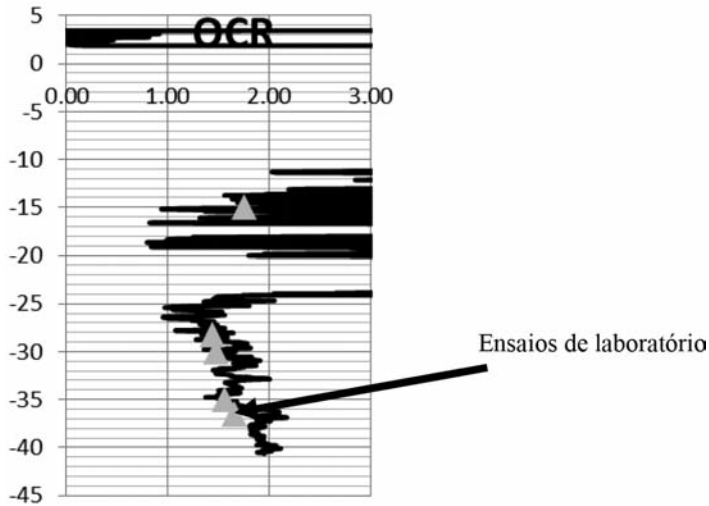


Fig. 12 – Perfil de OCR do ensaio CPTu17a.

3.4.2 – Resistência ao cisalhamento não drenada S_u

Na Fig. 13 vê-se o perfil de S_u , resistência ao cisalhamento não drenada, obtida através da equação 6. No presente caso utilizou-se um valor de N_{kt} igual a 18.

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} \tag{6}$$

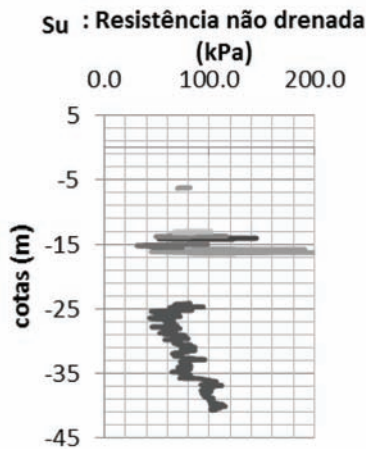


Fig. 13 – Perfil de S_u do ensaio CPTu17a.

Para argilas muito moles, onde se pode ter certa imprecisão na determinação de q_t , pode-se determinar S_u a partir do excesso de poro pressão, medido na gola do cone, e usando-se a expressão:

$$S_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} \quad (7)$$

$\Delta u = u_2 - u_0$;

$N_{\Delta u}$ varia entre 4 e 10. (Pode-se usar 10, para estimativas mais conservadoras).

4 – METODOLOGIA UTILIZADA NAS DATAÇÕES – CONTEXTUALIZAÇÃO TEÓRICA

A detecção da atividade do C^{14} em amostras de origem ambiental pode ser realizada por três técnicas analíticas:

- 1) Espectrometria de Cintilação Líquida de Baixo Nível de Radiação de Fundo, em que amostras com aproximadamente 3g de C^{14} são sintetizadas em um sistema de vácuo em CO_2 , C_2H_2 e C_6H_6 e contadas por cintilação líquida;
- 2) Contador Proporcional Gasoso (CPG), em que amostras com aproximadamente 1g de C^{14} são transformadas em CO_2 , CH_4 ou C_2H_2 em sistema de vácuo e posteriormente contadas;
- 3) Acelerador de partículas acoplado a um espectrômetro de massa (*Accelerator Mass Spectrometry* – AMS), onde o carbono da amostra, aproximadamente 300 microgramas, apresenta-se na forma sólida (grafite). Os passos analíticos até a obtenção do CO_2 purificado são idênticos à cintilação líquida. Após, os átomos de carbono são ionizados, acelerados e contados (semelhante ao método aplicado pelo IF-UFF).

Embora esses métodos de datação por radiocarbono sejam capazes de gerar resultados de alta qualidade, eles são fundamentalmente diferentes em princípio. Os métodos de datação radiométrica detectam partículas beta da desintegração do C^{14} , enquanto que os espectrômetros de massas com aceleradores contam o número de átomos de C^{14} presentes na amostra.

Quaisquer destes métodos de datação por carbono têm vantagens e desvantagens. Os espectrômetros de massas detectam átomos de elementos específicos, de acordo com seus pesos atômicos. No entanto, os mesmos não têm a sensibilidade necessária para distinguir a linha isobárica atômica (átomos de elementos distintos com o mesmo peso atômico, tais como o C^{14} e o N^{14} - o isótopo mais comum do nitrogênio). Graças à física nuclear, os espectrômetros de massas foram aperfeiçoados para separar um isótopo raro de uma massa vizinha abundante, possibilitando o surgimento da Espectrometria de Massas com Aceleradores (AMS). O método foi desenvolvido para detectar C^{14} em uma determinada amostra e ignorar os isótopos mais abundantes que inundam o sinal do carbono 14. Há essencialmente duas partes no processo de datação por radiocarbono através de espectrometria de massas com aceleradores. A primeira delas inclui a aceleração de íon a energias cinéticas extremamente altas e, em seguida, realiza-se a análise da massa.

Vários tipos de amostras podem ser usadas na análise de radiocarbono por AMS, como conchas, carvão, madeira, ossos, amostras de solo, sementes e etc., mas para serem levadas ao acelerador é preciso que sejam convertidas a grafite de modo a produzir um feixe de íons. A produção de grafite de alta qualidade e uniforme é essencial para o melhor desempenho de qualquer sistema AMS. Antes do processo de grafitização, no entanto, a amostra deve passar por um tratamento químico para desprezar átomos de carbono que tenham aderido à amostra posteriormente e cuja idade não represente sua idade real ou ainda outros materiais que tenham aderido à amostra ao longo do tempo ou frações da própria amostra que podem interferir no

resultado (Santos *et al.*, 1999). O grau de contaminação afeta a acurácia dos resultados da datação por radiocarbono. Em geral, contaminação com material mais antigo pode fazer uma amostra parecer consideravelmente mais velha, enquanto a contaminação moderna pode fazer a amostra parecer significativamente mais jovem que a sua verdadeira idade. Assim, o pré-tratamento químico tem objetivo de isolar o carbono original em cada material.

Após o pré-tratamento, as amostras são preparadas para serem colocadas em um espectrômetro de massas com aceleradores, convertendo-as em grafite sólida pela conversão de dióxido de carbono com a grafitização imediata, na presença de um catalisador de metal. Quando as amostras tiverem sido convertidas em poucos miligramas de grafite, elas são pressionadas contra discos de metal. Os mesmos são montados em uma roda de comando para que possam ser analisados em sequência.

Íons de uma arma de cézio passam a ser disparados na roda de comando, produzindo átomos de carbono negativamente ionizados. Os mesmos passam através de dispositivos de enfoque, e de um ímã de injeção antes de alcançar o acelerador, onde são acelerados para o terminal positivo por uma diferença de voltagem de 250 kV.

Os átomos de carbono com carga positiva distanciam-se ainda mais do terminal positivo e passam por outro conjunto de dispositivos de enfoque, onde a massa é analisada. Na análise de massa um campo magnético é aplicado a essas partículas carregadas em movimento, o que faz com que as partículas se desviem do caminho que estão percorrendo. Se as partículas carregadas têm a mesma velocidade, mas massas diferentes, como no caso dos isótopos de carbono, as partículas mais pesadas são menos desviadas. Em seguida, detectores em diferentes ângulos de deflexão contam as partículas.

No final de uma análise por AMS, os dados obtidos incluem não apenas o número de átomos de carbono 14 na amostra, mas também a quantidade de carbono 12 e carbono 13. A partir destes dados é possível chegar ao índice de concentração dos isótopos, permitindo a avaliação do nível de fracionamento.

A maior vantagem que a datação por radiocarbono pela técnica AMS tem sobre os métodos radiométricos por contagem de decaimentos beta é a quantidade pequena de amostra. Os espectrômetros de massas com aceleradores geralmente precisam de quantidades menores de amostras em relação aos métodos convencionais por um fator de 1000.

A espectrometria de massas com aceleradores também leva menos tempo para analisar o teor de carbono 14 em amostras, em comparação com os métodos de datação radiométrica que podem levar até dois dias. Um espectrômetro de massa tem um tempo de execução de poucas horas por amostra. Além disso, deve-se observar que as medições por AMS costumam apresentar mais precisão e fundos mais baixos do que os métodos de datação radiométrica.

A AMS pode ser utilizada para determinar os níveis de abundância natural de carbono 14 em oceanos e também para determinar a idade de carbono de depósitos sedimentares, como foi o caso deste trabalho.

5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste ítem são discutidos os dados da datação dos sedimentos e avaliados segundo uma hipótese para a interpretação da formação geológica do terreno. Também são traçadas comparações com pesquisas anteriores, em outro sítio da costa brasileira, em Caravelas-BA, um sítio litorâneo com características sedimentológicas quaternárias semelhantes ao da Planície Costeira no sul do Rio Grande do Sul, descritos na tese de doutorado de De Mio (2005). Ainda analisam-se os resultados dos ensaios de piezocone que foram efetuados no Superporto de Rio Grande/RS à luz da formação geológica local, e traça-se comparações com as datações efetuadas por Medeanic *et al.* (2000; 2001) para a região.

5.1 – Piezocone e estratigrafia

Como já mencionado, De Mío e Giacheti (2007) sugeriram o uso dos perfis de ensaios de piezocone para definir a estratigrafia de alta resolução de sequências de sedimentos do Quaternário na costa do Brasil. Baseando-se em ensaios de piezocone, analisaram três pontos da costa brasileira: Caravelas (Bahia), Guarujá (São Paulo) e Paranaguá (Paraná). Dos três pontos, há comportamento parecido nos dois primeiros sítios, mas há uma diferença na sequência de sedimentos no sítio de Paranaguá, relacionada com a curva de flutuação do nível do mar para aquela região.

Diante disso, passa-se a comparar os sítios cujo comportamento se aproxima mais do observado em Rio Grande, na região do Superporto: Caravelas na Bahia e Guarujá em São Paulo. Em ambos, de forma semelhante ao de Rio Grande, nota-se a formação de um estuário e de feixes de restinga influenciando a morfologia da costa. Em Rio Grande esses efeitos são mais pronunciados, visto que a Planície Costeira na região é muito ampla, bem como o embasamento cristalino só aparecendo em grande profundidade (cerca de 520 m). Além do fato de que o afloramento do cristalino está a mais de 60 km da costa, com um plano de mergulho de mais leve inclinação, propiciando um pacote de sedimentos sotopostos da ordem de 500 metros.

Desta forma, após analisar os perfis de Caravelas, Guarujá e Paranaguá, optou-se por comparar os perfis de Rio Grande com os de Caravelas.

De Mío *et al.* (2007) apresentaram, para o sítio de Caravelas, um perfil composto por sete camadas, denominadas de A a G, sendo a Camada A a mais superficial e a Camada G a mais profunda.

A região de Caravelas situa-se no litoral sul do estado da Bahia, instalada sobre sedimentos litorâneos. A formação dos sedimentos que constituem o perfil está intimamente ligada à história geológica de deposição e às variações do nível médio do mar (NMM) durante o Quaternário, conforme Andrade *et al.* (2003). É típico de extensas regiões da costa brasileira e corrobora os resultados de Martin e Suguio (1986) e Ângulo e Lessa (1997).

Andrade *et al.* (2003) caracterizam os sedimentos da região de Caravelas-BA, propondo um modelo evolutivo para formação da planície litorânea. O resultado de um ensaio de piezocone foi analisado considerando estas informações geológicas. As variações do NMM controlaram a formação dos ambientes de sedimentação. Tendo por base conceitos de interpretação geológica, pode-se afirmar que as unidades de mapeamento identificadas em superfície também devem ocorrer ao longo da secção vertical, refletindo as mudanças de posição dos ambientes de deposição em função das flutuações do NMM.

Em torno de 18 000 anos atrás, coincidindo com o U.M.G. (Último Máximo Glacial), o NMM encontrava-se a cerca de 120 m abaixo do nível atual, no máximo de fase regressiva marinha. A partir deste ponto, o NMM subiu continuamente até um máximo de aproximadamente 5 m acima do nível atual, há cerca de 5500 anos. Iniciou-se a partir deste ponto um rebaixamento do NMM até a cota atual, existindo evidências de rebaixamentos bruscos e novas elevações há cerca de 2800 e 4000 anos atrás. As variações hidrodinâmicas associadas às modificações do NMM alteram os ambientes de sedimentação e refletem-se nas características dos sedimentos.

O estudo geológico forneceu as informações necessárias para interpretação da estratigrafia a partir do resultado do ensaio de piezocone. Na Fig. 14 é apresentada a classificação dos sedimentos com base no resultado do ensaio de piezocone, abrangendo a identificação das transições, classificação segundo a proposta de Robertson *et al.* (1986).

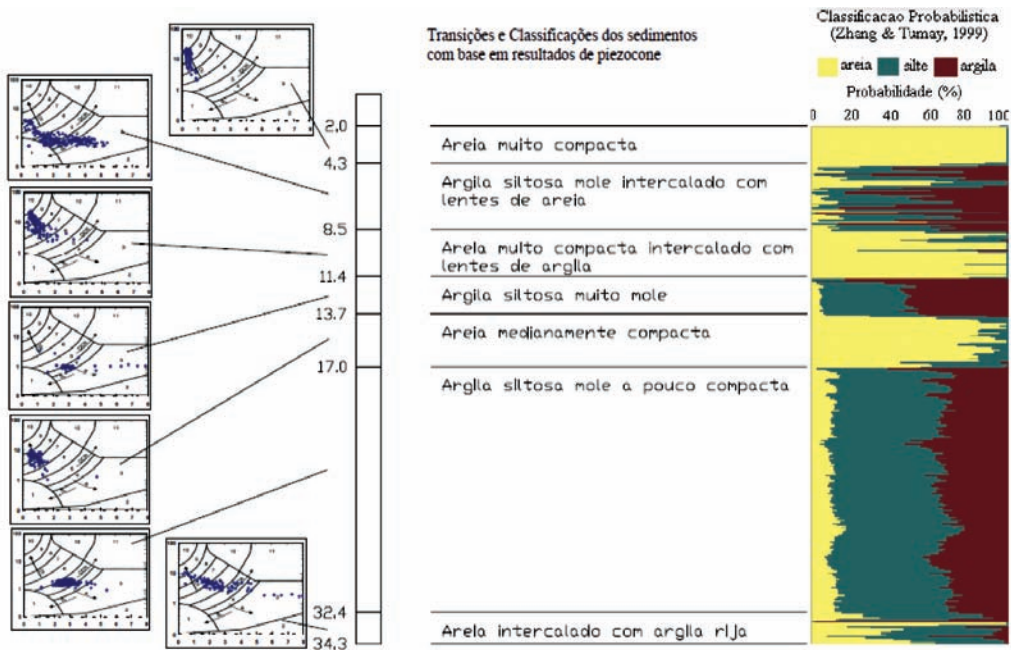


Fig. 14 – Perfil do subsolo de Caravelas-BA (extraída de De Mío e Giacheti, 2007).

A interpretação do ensaio de piezocone para a região de Caravelas-BA foi feita até a profundidade de 35 m, com o objetivo de identificar os sedimentos e testar as possíveis correlações com os ambientes e fácies mapeados por Andrade *et al.* (2003). A Fig. 15, a seguir, mostra o resultado do ensaio de piezocone, com os gráficos representando a resistência de ponta corrigida (q_t), o atrito lateral local (f_s), a poro-pressão (u), a razão de atrito ($R_f = f_s/q_t * 100$) e a razão de poro-pressão (B_q) que representa a poro-pressão com a remoção dos efeitos da coluna de água. São estabelecidas sete camadas.

As informações obtidas a partir da interpretação do ensaio de piezocone foram confrontadas com aquelas obtidas dos mapeamentos de superfície, sendo identificadas muitas correspondências. São reconhecidas três etapas distintas em correspondência às camadas identificadas a partir do ensaio. Cada conjunto, representado pelas Camadas (F, E), (D, C), (B, A), é composto por sequências transgressivas (sedimentos finos) e regressivas (sedimentos arenosos) em três ciclos que têm semelhanças com as variações do NMM, na região, durante o Quaternário. Conclusões mais detalhadas podem ser obtidas com amostragens e datações. O registro estratigráfico demonstra que ocorreram variações bruscas no NMM, com possibilidade de estarem ligadas às reduções do NMM há 4000 e 2500 anos A.P., corroborando a hipótese de Martin *et al.* (2003), em detrimento da hipótese de Ângulo e Lessa (1997).

Resumidamente, passa-se a apresentar cada uma das camadas, com algumas indicações sobre seus aspectos.

- **Camada G** – Constituída de sedimentos heterogêneos, com argilas siltosas com algumas lentes de areia. Seria indicativo de rápidas mudanças no ambiente, provavelmente por rápidas variações do nível do mar no fim da era da última regressão interglacial (cerca de 20 000 anos A.P.).
- **Camada F** – Argila siltosa, depositada em ambiente calmo e de baixa energia, provavelmente em lagos fechados.

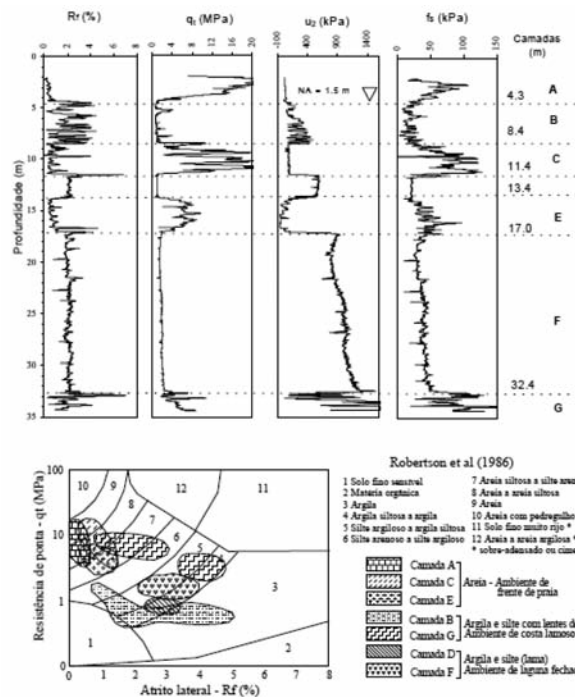


Fig. 15 – Resultado dos ensaios de piezocone e ábaco de Robertson (1990) para Caravelas-BA (De Mio e Giacheti, 2007).

- **Transição para camada E** – Marca um contato erosional bem definido pelos gráficos de poro pressão e razão de atrito. Para os autores, provavelmente ocorreu uma parcial erosão da camada F, relacionado com a descida do nível do mar a cerca de 4000 anos A.P.
- **Camada E** (-13,1 a -17m) – Composta por areia compacta que certamente se depositou por ocasião dessa descida do nível do mar.
- **Camada D** – Com a ocorrência de nova transgressão, sedimentaram-se argilas silteosas, em ambiente calmo e são mais ou menos relacionadas ao fim de 3500 anos A.P.
- **Camada C** (-8,4 a -11,4m) – Composta de areias com finas lentes de materiais moles, denotando-se um ambiente praial, com detritos de materiais orgânicos.
- **Camada B** (-4,3 a -8,4m) – Composta de camadas de argilas silteosas intercaladas por centimétricas (finas) camadas de areia.
- **Camada A** (2 a -4,3m) – Areia medianamente compacta.

Alguns aspectos importantes discutidos por De Mio e Giacheti (2007) são ressaltados para se comparar com os resultados obtidos em Rio Grande. Nas conclusões, aqueles autores confirmam as conclusões de Bezerra *et al.* (2003), que afirmam que variações na flutuação do nível do mar podem ser significativamente influenciadas por causas locais, principalmente por causa de histórias tectônicas diferentes. Por outro lado, variações de espessuras de camadas podem indicar que os agentes causadores foram os mesmos em duas regiões, mas o aporte de sedimento muda, possivelmente de acordo com diferenças na morfologia da costa, resultando numa sequência de sedimentos de fácies marcadas pelas flutuações do nível do mar.

Dias *et al.* (2008) dividiram o perfil da área do dique seco no Superporto do Rio Grande em quatro Camadas de A a D, baseados nos ensaios de simples reconhecimento SPT, de acordo com o esquema mostrado na Fig. 16.



Fig. 16 – Perfil geotécnico representativo do terreno do Estaleiro Rio Grande no Superporto do Rio Grande obtido por SPT (Dias *et al.*, 2008).

A tendência no presente trabalho é ampliar essa divisão, baseando-se nos resultados de ensaios de piezocone, que são mais indicados para definição da estratigrafia, em concordância com os estudos de De Mio (2005). Desta forma, após analisar os perfis de Caravelas, e por comparar os perfis de Rio Grande, obtém-se os seguintes resultados, como também pode ser observado na Figura 17.

- **Camada G** – Em Rio Grande situa-se abaixo das cotas -42m (profundidade de 45m). Os ensaios de piezocone atingiram somente a cota de -42m, no entanto, usando-se perfis de SPT mais profundos, da cota -42 até cota -60m, tem-se encontrado camadas de areia entre -42 e -48m e sucessão de camadas de argila siltosas duras (indicativo de fortemente pré-adensadas), de areias siltosas, novas camadas de argilas arenosas, sucessivamente. Além disso, diversas sondagens de simples reconhecimento têm indicado presença de solo turfoso entre -40 m e -44 m, ou mesmo a presença de seixos e areias grossas, de cor amarelada, em cotas em torno de -48 a -50 metros. Na datação por C^{14} em amostra retirada a -42m, a idade foi de -12 000 anos A.P.

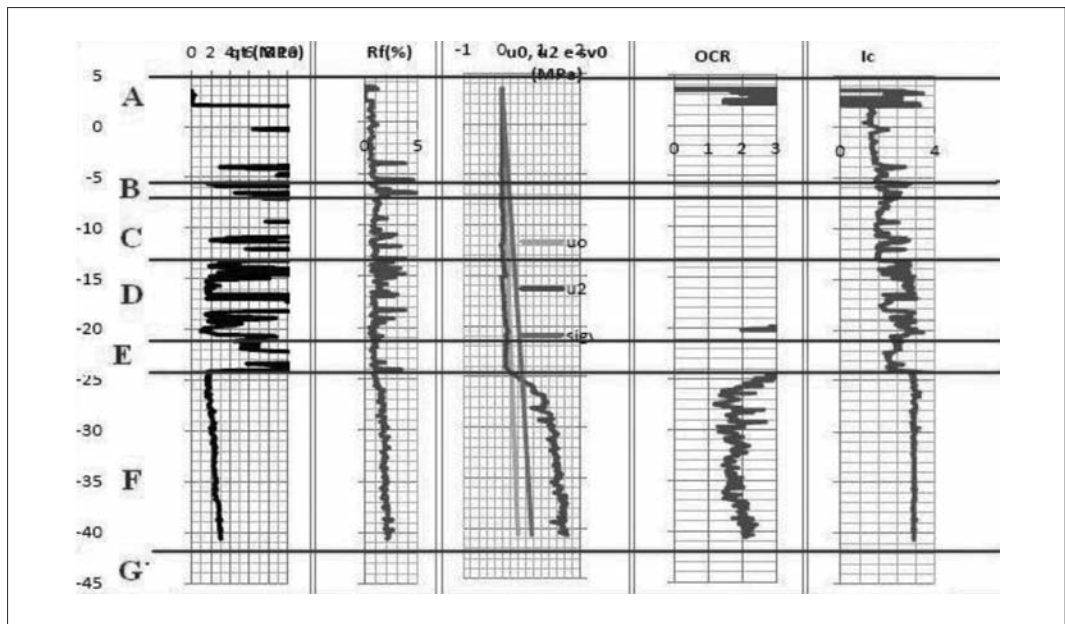


Fig. 17 – Nova divisão de camadas em função dos resultados de ensaios de piezocone para a sondagem CPTu 18.

- **Camada F** – Argila siltosa com comportamento não drenado no piezocone, muito homogênea, semelhantemente ao transcrito para o sítio Caravelas, diferindo na profundidade e espessura da camada (de -24 a -42m). Nota-se também nos perfis uma passagem brusca para a Camada E, com mudança radical em todos os parâmetros. *Datações com C^{14} foram feitas em amostras colhidas em três profundidades: cota -40m – idade 8.841 anos A.P.; cota -36m - idade de 10 433 anos A.P. e cota -29m – 10 000 anos A.P.* Há certa divergência nesses resultados, pois os materiais mais antigos não poderiam estar depositados acima de materiais mais jovens, a não ser que aqueles materiais tenham sido retrabalhados pelas correntes.
- **Camada E** (-21m a -24m) – Composta por areia muito compacta. Esta camada pode ter surgido com mar descendo, a partir de 6000 A.P.
- **Camada D** (-13 a -21m): A partir de uma nova transgressão, sedimentaram-se argilas siltosas entremeadas por camadas de areia, com grande variabilidade nos perfis, ora indicando condição não-drenada, ora condição drenada, provavelmente por alternâncias de processos transgressivos e regressivos, e por grande variabilidade do nível do mar, ora subindo, ora descendo. *Amostra colhida na cota – 15m indicou idade de 5206 anos A.P no ensaio do C^{14} .* Resultado muito parecido de datação é encontrado em Medeanic *et al.* (2009), que apresentam datação por C^{14} em amostra tirada à cota -20 m, num local em torno de 20km da costa atual da praia do Cassino, e a idade da amostra é de 4940 anos A.P.
- **Camada C** (-7 m a -13 m) – Areia medianamente compacta a compacta, com lentes de argila siltosa próximas à base da camada. Provavelmente esta camada é regressiva entre o período que vai de 3200 anos A.P. e 2800 anos A.P. A partir daí começa nova transgressão até cerca de 2200 anos A.P., formando-se a camada B de argila siltosa, intercalada por centimétricas camadas de areia (cota -5,5 m a cota -7 m).
- **Camada A:** areia regressiva medianamente compacta, que atingiu cotas em torno de +3,8 m, com formação de pequenas dunas.

5.2 – Resultados e discussões das datações por C^{14} para o sítio do Superporto de Rio Grande

As datações dos sedimentos dos furos de sondagem pertencentes à área do Superporto de Rio Grande foram executadas através do método de Espectrometria de Massa com Aceleradores de Partículas, e foram realizadas em colaboração com o Laboratório de Cronologia (LACRON) do Instituto de Física da Universidade Federal Fluminense (IF-UFF).

A seguir são apresentados dois quadros. O Quadro 3, revelando características das amostras de sedimento, dos furos de sondagem, e das profundidades e cotas por ocasião dos ensaios SPT realizados no dique seco do ERG no Superporto de Rio Grande. Além disso, o Quadro 3 apresenta os resultados das datações realizadas.

No Quadro 4 são apresentados os resultados das datações dessas seis amostras, indicando-se as respectivas profundidades e cotas.

Quadro 3 – Características das amostras do dique seco do ERG, no Superporto de Rio Grande dos ensaios SPT (Bastos, 2014).

Amostra	Furo	Prof. da amostra (m)	Cota (m)	N _{spt}	Descrição da amostra
1	SP 67	43,00 a 43,45	-39,85 a -40,30	10	Argila siltosa cinza de consistência média com presença de veios de areia branca muito fina e poucos fragmentos de concha
2	SP 67	43,00 a 43,45	-39,85 a -40,30	10	Argila siltosa cinza de consistência média com presença de veios de areia branca muito fina e poucos fragmentos de concha
3	SP 67	39,00 a 39,45	-35,85 a -36,30	8	Argila siltosa cinza de consistência média com presença de veios de areia branca muito fina
4	SP 68	18,00 a 18,45	-14,70 a -15,15	6	Argila siltosa cinza escura de consistência média com presença de veios de areia fina
5	SP 67	32,00 a 32,45	-28,85 a -29,30	9	Argila siltosa cinza de consistência média com presença de veios de areia branca muito fina
6	SP 68	45,00 a 45,45	-41,70 a -42,15	13	Argila siltosa preta rija com presença de muitos fragmentos de concha em decomposição e areia fina de cor preta

*Data das perfurações: SP 67 de 06/07/2007 a 20/07/2007; SP 68 de 28/08/2007 a 06/09/2007

Quadro 4 – Resultados das datações por carbono 14 (C¹⁴) (Bastos, 2014).

RESULTADOS DA DATAÇÃO DE AMOSTRAS DE ARGILA DO SUPERPORTO DO RIO GRANDE						
AMOSTRA	1	2	3	4	5	6
IDENTIFIF LACUFF	12028	12041	12042	12062	12063	12064
IDADE	8441	6612	10433	5206	10006	11753
INCERTEZA	37	141	196	32	55	77
N. DA AMOSTRA	12P01A04A	12P01A04B	12P01A03	12P01A01	12P01A02	12P01A05B
PROFUNDIDADE (m)	43,2	43,2	39,2	18,2	32,2	45,2
COTA(m)	-40	-40	-36	-15	-29	-42
MATERIAL USADO	CONCHA	ARGILA	ARGILA	ARGILA	ARGILA	ARGILA

Medeanic *et al.* (2009) apresentam o furo de sondagem FS-20, situado na direção da Vila da Quinta (cerca de 20km da praia do Cassino), cujo perfil estratigráfico é apresentado na Fig. 18. O referido perfil foi estudado por meio de datação e demais estudos de paleontologia, e concluiu-se que sua formação se deu em ambiente de baía ou paleolaguna. Há evidências que tal perfil se deu durante a formação dos feixes de restinga (talvez o feixe 2 de Godolphim (Figura 19a). Na figura 19b é mostrada uma comparação com a situação atual.

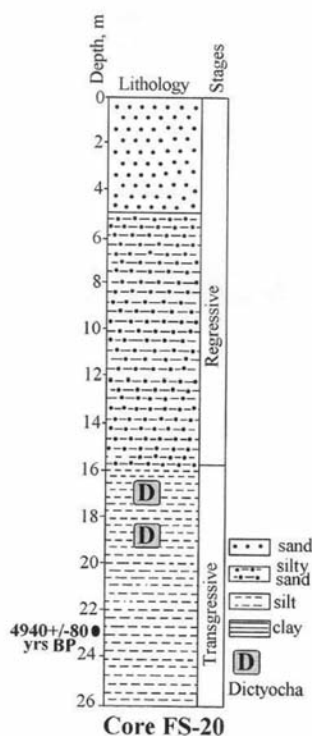


Fig. 18 – Perfil do furo FS-20 de Medeanic *et al.* (2009).

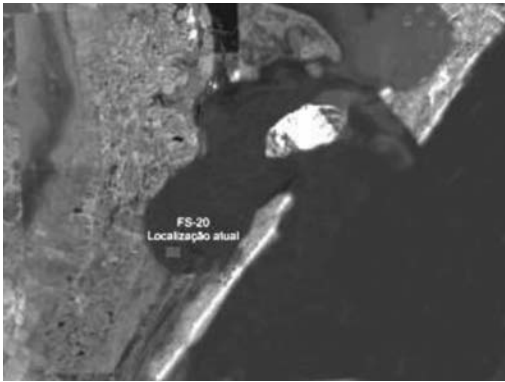


Fig. 19a – Situações de baía ou paleolaguna (± 5000 anos AP) (FS 20, de Meadenic).



Fig. 19b – Situação atual.

De Mio *et al.* (2007) mostraram uma tentativa de relacionar as diversas variações relativas do nível do mar no Holoceno com as idades de disposição dos sedimentos. Assim, é possível verificar, como Andrade *et al.* (2003), que teriam ocorrido duas reduções importantes no nível do mar: em 4000 anos AP e em 2500 anos AP, também já indicados em Martin *et al.* (2003). Apesar de verificarem-se divergências com outras correntes de pesquisadores, como em Ângulo e Lessa (1997), tem-se um entendimento que as hipóteses das reduções do nível do mar entre 5000 anos atrás e os dias atuais não se verificaram, pelos resultados do presente trabalho de datação, bem como em evidências de comportamento geotécnico de solos (principalmente por sua história de tensões), como se nota nas interpretações dos ensaios de piezocones e em análises de sondagens de SPT anteriores.

Na Fig. 20 mostra-se a tentativa de modelar nesse trabalho as curvas de variação do nível do mar, conforme Corrêa (1996) e Ângulo e Lessa (1997) (ver Figs. 3 e 4), e representar pontos referentes aos resultados de datações obtida no presente trabalho e por Meadenic *et al.* (2009). Na Fig. 21 apresenta-se a proposta de modelo para disposição das diversas camadas de solo que ocorreram durante o Holoceno.

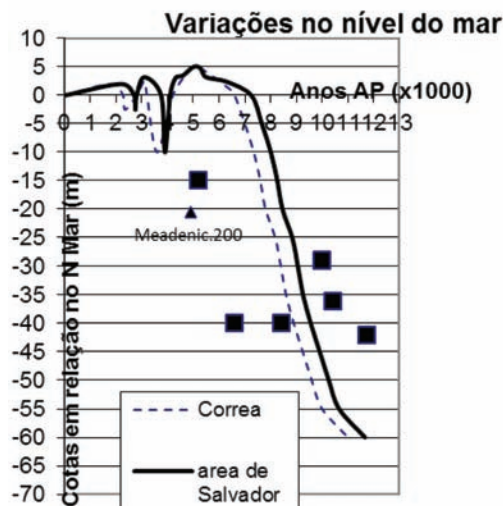


Fig. 20 – Flutuações do nível médio do mar.

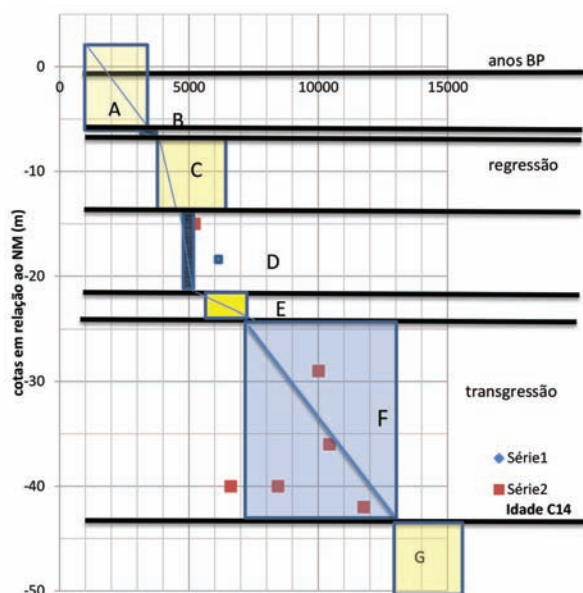


Fig. 21 – Modelo proposto para explicar as sedimentações em função das variações do NMM com as datações das amostras de sedimentos inclusas.

6 – CONCLUSÕES

Na análise estratigráfica de sedimentos, uma abordagem extremamente importante é a descrição detalhada do perfil, com classificação do material, identificação de estruturas e datações, em observações realizadas em afloramentos do terreno ou em sondagem com amostragem integral. Esta abordagem de estudo integrada normalmente é cara e exige profissionais qualificados para interpretação e integração das informações. O resultado do ensaio de piezocone não fornece amostras, porém a interpretação integrada dos registros dos três sensores (q_c ; f_s ; u) pode fornecer informações que contribuem para um melhor entendimento do perfil estratigráfico e geotécnico de regiões sedimentares.

Nessa pesquisa relacionaram-se resultados de datação radiométrica do isótopo C^{14} , realizadas em amostras do perfil estratigráfico da região do Superporto de Rio Grande/RS que foram coletadas em várias profundidades (entre cotas -15 e -42m), na área do Estaleiro Rio Grande, usando o método de Espectrometria de Massa com Acelerador de Partículas (AMS), executado através de colaboração com o Laboratório de Cronologia (LACRON) do Instituto de Física da Universidade Federal Fluminense (IF-UFF), com um modelo teórico que buscou explicar a formação quaternária das diferentes camadas sedimentares.

Os estudos realizados tiveram como objetivo avaliar a influência da história geológica na interpretação dos ensaios de piezocone para identificação estratigráfica. Nos sedimentos, os resultados dos ensaios de piezocone foram eficazes na caracterização estratigráfica, na classificação dos mesmos e na estimativa de parâmetros de projeto a partir de correlações (Robertson, 1990; Douglas e Olsen, 1981). Nestes sedimentos foram observadas relações consistentes entre a história geológica de formação do perfil e as propriedades geotécnicas estimadas a partir da interpretação dos ensaios SPT e CPTu. Com isso, foi reafirmada a utilidade de usar o ensaio de prospecção geotécnica de cone com medida de poro pressão como método para definir a estratigrafia do sedimento do Quaternário conjugado com o adequado conhecimento

geológico do sítio e corroborado pelas datações radiométrica dos sedimentos, contribuindo na descrição dos padrões de flutuações do nível médio do mar para a região da planície costeira sul do Rio Grande do Sul, mais especificamente para a área do Superporto de Rio Grande RS, e auxiliando os projetistas de fundações a conhecer melhor a história geológica deste sítio em futuras campanhas geotécnicas.

Deve-se ressaltar a importância do conhecimento geológico na interpretação dos resultados dos ensaios de campo, principalmente quando amostras não são disponíveis, como em ensaios de piezocone.

Nos sedimentos quaternários o resultado dos ensaios de piezocone mostra-se muito adequado, pois fornece elevado detalhamento da sequência estratigráfica que, quando adequadamente calibrado com a interpretação geológica, pode ser utilizado para diversos estudos de estratigrafia de alta resolução. Sendo assim, a elevada precisão e frequência de registro dos sensores tornam o piezocone um ensaio adequado a estudos de variabilidade dos materiais inconsolidados.

Desta forma, conclui-se que o perfil é característico de amplas áreas do litoral brasileiro, em que a sua formação estratigráfica está intimamente ligada à história geológica de deposição e às variações do nível médio do mar, ocorridas durante o Quaternário. Nas superfícies de transição, no interior dos sedimentos, verifica-se contraste marcante entre as camadas silto-argilosas e camadas arenosas, tanto em sondagens SPT como em ensaios CPTu. No entanto, frequentemente, ocorrem intercalações centimétricas a decimétricas de materiais com diferentes composições onde o caráter descontínuo das amostras SPT não permitem interpretações detalhadas do perfil. Com isso os ensaios de piezocone prescindem, pois se observa elevado nível de sensibilidade na identificação de camadas com essas dimensões, marcadas nos três principais sensores da ponteira cônica (q_c , f_{cs} , u). Estes dados são importantes quando se estuda a estratigrafia dos solos costeiros à luz da geologia regional, e principalmente a partir dos estudos de variação do nível do mar no Quaternário.

7 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Laboratório de Cronologia (LACRON) do Instituto de Física da Universidade Federal Fluminense (IF-UFF), especialmente à Prof^a. Kita Macário, pela realização dos ensaios de datação, gratuitamente. O segundo autor agradece à CAPES, pelo suporte da bolsa de mestrado entre agosto de 2011 e julho de 2013.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Andrade, A.C.S.; Dominguez, J.M.L.; Martin, L.; Bittencourt, A.C.S.P. (2003). *Quaternary evolution of the Caravelas strandplain – Southern Bahia State – Brazil*. Anais Acad. Bras. de Ciências, n. 75, v. 3, pp. 357-382.
- Ângulo, R.J.; Lessa, G.C. (1997). *The Brazilian sea level curves: a critical review with emphasis on the curves from Paranaguá and Cananéia regions*. Marine Geology, v.140, pp.141-166.
- Bastos, C.A.B.; Dias, C.R.R.; Goularte, C.L. (2010). *Investigação dos parâmetros geotécnicos de uma camada sedimentar muito estratificada na região do Superporto do Rio Grande*. XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Gramado/RS.
- Bastos, E (2014). *Evolução e estratigrafia do terreno na região do superporto de Rio Grande/RS: análise com base em propriedades geotécnicas e variações do nível médio do mar*. Dissertação de Mestrado, Curso de Pós-graduação em Eng. Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande.

- Closs, D. (1970). *Estratigrafia da Bacia de Pelotas, Rio Grande do Sul*. Iheringia (Série Geologia), Porto Alegre, Brasil, n. 3, pp. 3-37.
- Corrêa, I.C.S. (1996). *Les Variations du Niveau de la Mer durant les Derniers 17.500 Ans BP: L'exemple de la Plateforme Continentale du Rio Grande do Sul, Brésil*. Marine Geology, v. 130, pp.163-178.
- De Mio, G.; Giacheti, H.L. (2007). *The use of piezocone tests for high-resolution stratigraphy of Quaternary sediment sequences in the Brazilian coast*. Anais da Academia Brasileira de Ciências, Rio de Janeiro, v. 79(1), pp. 153-170.
- De Mio, G. (2005). *Condicionantes Geológicas na Interpretação de Ensaios de Piezocone para Identificação Estratigráfica nas Investigações Geotécnicas e Ambientais*. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 359p.
- Dias, C.R.R. (1979). *Comportamento de Estacas de Fundação dos Silos do Terminal de Trigo e Soja do Superporto de Rio Grande*. Solos e Rochas, ABMS, São Paulo, v. 2, n. 2, pp. 27-37.
- Dias, C.R.R. (1993). *Parâmetros Geotécnicos da Argila Siltosa Mole da Cidade de Rio Grande – Região do Superporto*. Vetor, FURG, Rio Grande, v. 3, pp.19-34.
- Dias, C.R.R. (2001). *Os Parâmetros Geotécnicos e a Influência dos Eventos Geológicos – Argilas Moles de Rio Grande/RS*, Encontro sobre Propriedades de Argilas Moles Brasileiras, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 29-49.
- Dias, C.R.R.; Bastos, C.A.B. (1997). *Argila Siltosa Marinha de Rio Grande/RS – Análise dos Dados Geotécnicos Aplicados às Obras Portuárias*, VI Congresso Brasileiro da ABEQUA, ABEQUA, Curitiba, pp. 53-57.
- Dias, C.R.R.; Bastos, C.A.B.; Pedreira, C.L.S.; Schuler, A.R.; Schmitt, L.A. (2008). *Caracterização do Subsolo do Superporto de Rio Grande a Partir de Novas Investigações Geotécnicas para Obras Portuárias*. IV Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, SPG, Coimbra/PT, Vol. 1, pp.375-382.
- Dias, C.R.R.; Bastos, C.A.B.; Pedreira, C.L.S.; Alves, A.M.L.; Schuler, A.R. (2008). *Avaliação da estratigrafia do subsolo do Superporto de Rio Grande/RS aplicada a obras geotécnicas*. 12^o Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental. Anais ABGE, Porto de Galinhas, PE (meio digital).
- Dias, C.R.R.; Kerstner, V.W.T. (2003). *Argila Siltosa Orgânica do Porto de Rio Grande/RS: Parâmetros de Laboratório e Correlações*. Teoria e Prática na Engenharia Civil, Ed. Dunas, Rio Grande, v. 3, pp. 81-91.
- Dias, C.R.R.; Pedreira, C.L.S.; Lobo, B.O. (2004). *Previsão e Observação de Comportamento das Estacas de Mar da Obra de Remodelação do Porto Novo de Rio Grande*. SEFE V - Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, ABEF/ABMS, São Paulo, v. 2, pp. 104-115.
- Douglas, B.J.; Olsen, R.S. (1981). *Soil classification using electric cone penetrometer*. Cone Penetration Testing and Experience. Proc. ASCE, St Louis, pp. 209-227.
- Godolphim, M. (1976). *Geologia do Holoceno Costeiro do Município de Rio Grande*. Dissertação de Mestrado. IG/UFRGS, Porto Alegre. 146p.

- Kulhawy, F.H.; Mayne, P.W. (1990). *Manual on estimating soil properties for foundation design*. Report EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto. 306p. www.epri.com.
- Lunne, T.; Robertson, P.K.; Powell, J.J.M. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. London: Blackie Academic & Professional.
- Martin, L.; Suguio, K. (1986). *Coastal Quaternary Deposits of the states of Paraná and Santa Catarina*. In: International Symposium on Sea Level changes and quaternary shorelines. São Paulo, 1986 Special Publication, v. 1, 124 p.
- Martin, L.; Dominguez, J.M.L.; Bittencourt, A.C.S.P. (2003). *Fluctuating Holocene sea level in eastern and southeastern Brazil: Evidence from multiple fossil and geometric indicators*. Journal of Coastal Research, 19 (1), pp. 101-124.
- Massad, F. (1988). *História Geológica e Propriedades dos Solos das Baixadas: Comparação entre Diferentes Locais da Costa Brasileira*. Simpósio sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras: Origem, Características Geotécnicas e Experiências de Obras. ABMS/ABGE/IPR/CE, R.J., pp 3.1-3.34.
- Medeanic, S.; Marques-Toigo, M.; Toldo Junior, E.E. (2000). *The use of fossil algae for paleoenvironmental bioreconstruction during the Late Holocene in the Maquiné river valley, RS, Brazil*. Geociências, v. V, n. especial, pp. 168-172.
- Medeanic, S.; Dillenburg, S. (2001). *Novos dados palinológicos da transgressão marinha pós glacial em sedimentos da Laguna dos Patos, RS, Brasil*. Geociências, v. VI, n. 6, pp. 64-76.
- Medeanic, S.; Torgan, L.C.; Clerot, L.C.P.; Santos, C.B. (2009). *Holocene Marine Transgression in the coastal plain of Rio Grande do Sul, Brazil: palynomorph and diatom evidence*. Journal of Coastal Research, 25, 1, pp. 224-233.
- Robertson, P.K. (1990). *Soil classification using the cone penetration test*. Can. Geotech. J., 27, pp. 151-158.
- Robertson P.K.; Campanella, R.G.; Gillespie, D.; Greig J. (1986). *Use of piezometer cone data*, Proc. In-Situ-86, ASCE Specialty Conference, pp. 1263-1280.
- Robertson, P.K.; Campanella, R.G. (1988). *Guidelines for using the CPT, CPTU and Marchetti DMT for geotechnical design*. Report n. FHWA-PA-87-023-84-24, Federal Highway Administration. Washington.
- Robertson, P.K. (2010). *Soil behaviour type from the CPT: an update*. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, CA, Vol. 2, pp. 575-583.
- Santos, G.M.; Gomes, P.R.S.; Yokoyama, Y.; Tada, M.L. di; Cresswell, R.G., Fifield, L.K. (1999). *Datação por ¹⁴C utilizando espectrograma de massas com aceleradores de partículas*. Revista de Física Aplicada e Instrumentação, vol. 14, n.1, pp. 18-26.
- Souza Pinto, C. (2000). *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. Oficina de Textos. São Paulo.
- Suguio, K.; Tessler, M.G. (1984). *Planície de Cordões Litorâneos Quaternários do Brasil: Origem e Nomenclatura*. Restingas: Origem, Estrutura e Processos. Lacerda, L.D.; Araújo, D.S.D.; Turcq, B. (Eds.). Niterói, pp.15-25.

PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS SEDIMENTOS DA FORMAÇÃO BARREIRAS NO LITORAL DO RIO GRANDE DO NORTE - BRASIL

Geotechnical properties of sediments of the Barreiras Formation in Rio Grande do Norte - Brazil

Olavo Francisco dos Santos Júnior*

Roberto Quental Coutinho**

Ricardo Nascimento Flores Severo***

RESUMO – A Formação Barreiras é uma unidade geológica de natureza sedimentar que aflora em uma faixa ao longo de aproximadamente 4000 km no litoral Brasileiro. Na Região Nordeste a Formação Barreiras dá suporte a várias cidades e suas infraestruturas. Este trabalho teve como objetivo revisar, sumarizar e interpretar de forma conjunta os vários trabalhos desenvolvidos sobre os aspectos geotécnicos da Formação Barreiras no estado do Rio Grande do Norte. Foram analisados os aspectos de constituição mineralógica, caracterização geotécnica e propriedades mecânicas dos sedimentos. A Formação Barreiras apresenta perfis com sedimentos areno-argilosos e areno-siltosos laterizados na superfície, seguidos de uma camada com cimentação ferruginosa (lateritas) e na parte inferior apresentam-se mais argilosos. A permeabilidade é baixa, o material da base é colapsível e todo o perfil apresenta-se com baixo grau de saturação. A resistência e o comportamento tensão-deformação são fortemente influenciados pela cimentação entre as partículas e pela sucção.

SYNOPSIS – The Barreiras Formation is a geological unit of sedimentary nature that outcrops in a strip along approximately 4000 km in the Brazilian coast. In the Northeast Region, the Barreiras Formation supports multiple cities and their infrastructure. This study aimed to jointly review, summarize and interpret the various works done on the geotechnical aspects of Barreiras in the state of Rio Grande do Norte. Aspects of mineral composition, geotechnical characterization and mechanical properties of the sediments were analysed. The Barreiras Formation presents profiles with sandy lateritic sediments on the surface, followed by a layer of ferruginous cementation (laterites) and clayey sediment layers on the base. The permeability is low, the base material is collapsible and the whole profile presents low degree of saturation. Strength and stress-strain behaviour are strongly influenced by cementation between particles and by suction.

PALAVRAS CHAVE – Formação Barreiras, solos lateríticos, propriedades geotécnicas.

1 – INTRODUÇÃO

A região costeira do nordeste do Brasil vem passando por um elevado crescimento econômico em função da implantação de indústrias, refinarias, parques para geração de energia eólica, implantação de fazendas de carcinicultura e empreendimentos turísticos. Isso tem levado a

* Professor Associado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte – UFRN. E-mail: olavo@ct.ufrn.br

** Professor Associado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco – UFPE. E-mail: rqc@ufpe.br

*** Professor Associado, Departamento de Construção Civil, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte – IFRN. E-mail: ricardo.severo@ifrn.edu.br

construção e ampliação da infraestrutura de portos, rodovias e aeroportos. Além disso, verifica-se a presença de grandes centros urbanos com necessidade crescente de implantação de edifícios e obras de mobilidade urbana como pontes, viadutos, dentre outros. Todos esses elementos demandam o conhecimento das propriedades geotécnicas tanto dos locais onde serão assentados como em alguns casos dos materiais terrosos que serão utilizados na construção, tendo em vista que as propriedades geotécnicas são importantes para projetos de fundações, análise de estabilidade de taludes e na seleção de materiais para a construção de aterros e camadas de pavimentos.

No estado do Rio Grande do Norte – RN (Fig. 1), a zona costeira oriental, na qual encontra-se a região objeto do presente estudo, apresenta algumas feições morfológicas típicas como dunas, falésias, tabuleiros e planícies flúvio-marinhas. A maior parte da infraestrutura e das cidades presentes na região está assentada na unidade geológica denominada Formação Barreiras. Trata-se de um material de origem sedimentar que tem merecido a atenção de pesquisas geológicas desde o início do século XX.

Vários trabalhos acadêmicos têm sido desenvolvidos com vistas ao estudo de problemas geotécnicos na região, especialmente voltados para as questões ambientais (Pereira, 2004), da estabilidade de falésias (Silva, 2003; Severo, 2005; Severo, 2011 e Souza Jr., 2013) e da caracterização do solo como material para construção (Chaves, 1979; Cunha, 1992 e Pereira, 2012). O presente trabalho tem como objetivo sumarizar e interpretar de forma conjunta os estudos já realizados na Formação Barreiras com vistas a obtenção das suas propriedades geotécnicas.

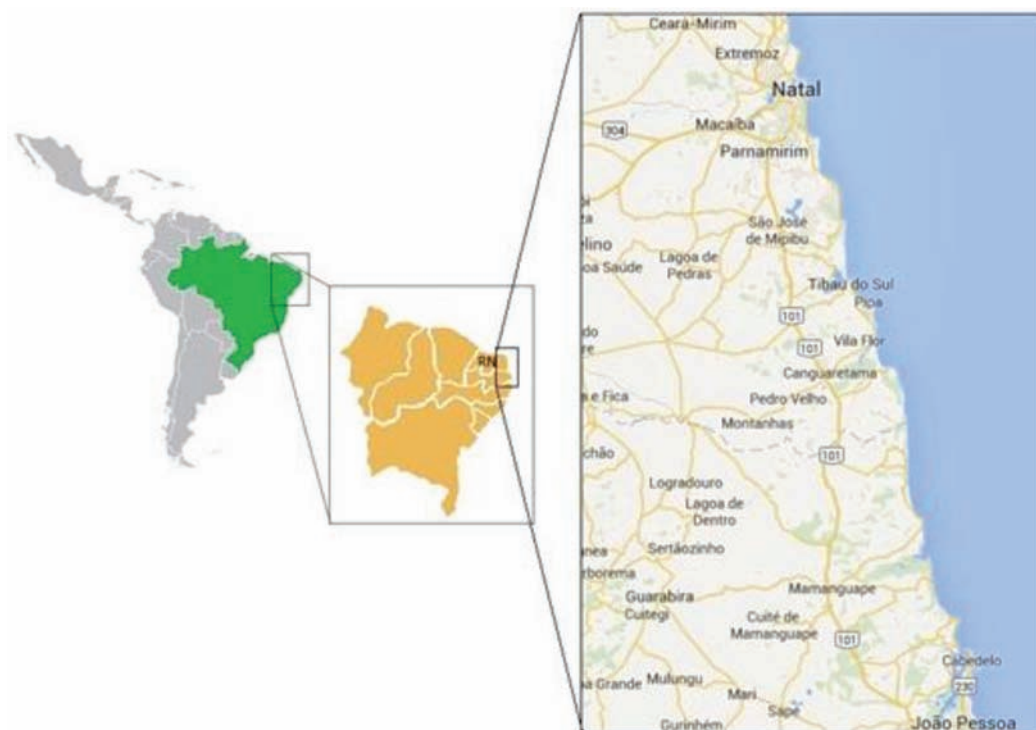


Fig. 1 – Localização geográfica da área estudada.

2 – GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA

2.1 – Aspectos geológicos e geomorfológicos regionais

A região costeira do Brasil é constituída por bacias sedimentares formadas antes da separação dos continentes da América do Sul e da África. Essas bacias foram inicialmente preenchidas por sedimentos no Mesozóico. Após a separação dos continentes ocorreu a deposição de sedimentos de idade Cenozóica. A Fig. 2 mostra a distribuição das bacias sedimentares da costa brasileira. No estado do Rio Grande do Norte estão presentes a Bacia Potiguar e a Bacia Paraíba-Pernambuco. A área de estudo está inserida nesta última.

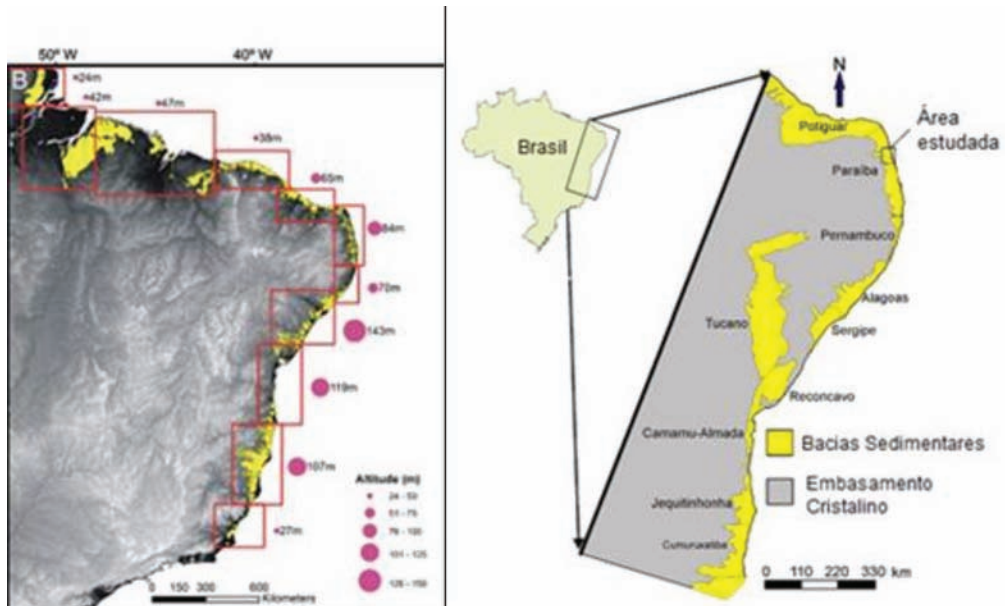


Fig. 2 – Distribuição dos estratos Cenozóicos da margem continental brasileira (Rossetti *et al.*, 2013) e localização da área estudada.

A Fig. 3 mostra o mapa geomorfológico e geológico do litoral leste do RN elaborado por Diniz (2002). Próximo à linha de praia, ocorrem campos de dunas formados por sedimentos eólicos. Em alguns trechos verifica-se a presença de escarpas abruptas no terreno formadas pela ação erosiva do mar (falésias).

Adentrando ao continente o relevo é formado por tabuleiros, os quais são atravessados por rios com direção predominante SW-NE e de forma secundária na direção NW-SE. Esses rios correm em vales largos onde se desenvolvem planícies fluviais. Nas regiões próximas ao mar, associados aos sedimentos aluvionares ocorrem contribuições de origem marinha, formando a planície flúvio-marinha. Em alguns trechos do litoral os tabuleiros entram em contato com o mar formando as falésias, as quais se constituem nas bordas dos tabuleiros.

Em termos geológicos os tabuleiros correspondem a Formação Barreiras, uma importante unidade geológica da região costeira do Brasil. Trata-se de uma formação sedimentar de expressão continental, estendendo-se desde a Foz do Amazonas, por toda a região costeira norte e nordeste, até o Rio de Janeiro. Sobre a Formação Barreiras há importantes cidades e infraestrutura instalada.

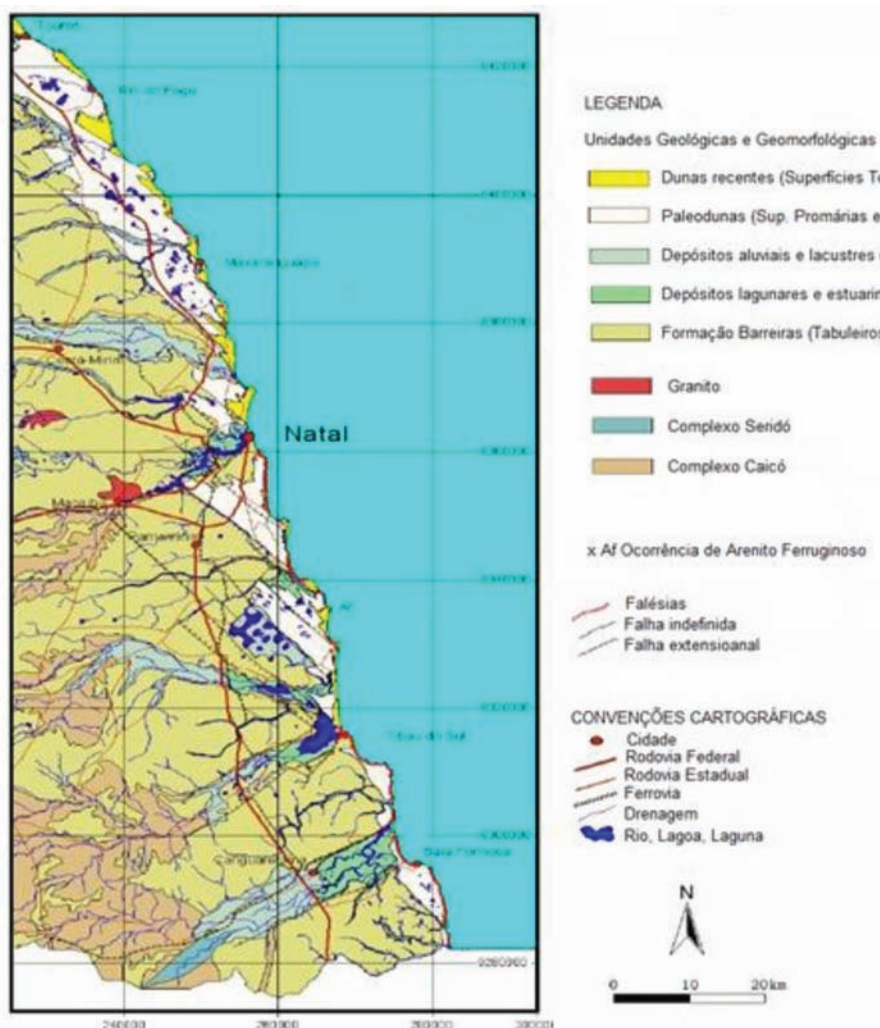


Fig. 3 – Mapa geológico e geomorfológico do litoral oriental do RN (Diniz, 2002).

A Formação Barreiras consiste em uma cobertura sedimentar, com camadas intercaladas de argilitos, siltitos, arenitos, com diferentes teores de silte e argila e arenitos conglomeráticos. Ocorre com frequência a presença de camadas enrijecidas com cimentação ferruginosa. Os sedimentos da Formação Barreiras apresentam tonalidades com coloração viva e que variam desde vermelhas, amarelas até brancas. Os sedimentos da Formação Barreiras afloram nas falésias erodidas ao longo das praias, nas vertentes íngremes dos vales e em taludes de cortes de rodovias.

A idade da Formação Barreiras é motivo de discussão entre pesquisadores, principalmente em relação ao final da deposição. De acordo com Bezerra *et al.* (2001) trabalhos anteriores indicam que a idade varia de Mioceno a Plioceno. Estudos mais recentes sugerem que a parte inferior da Formação Barreiras data do Mioceno inferior a médio (Arai, 2006; Rossetti *et al.*, 2013).

De acordo com Mohriak (2003) a Formação Barreiras tem origem continental, formado principalmente em ambiente fluvial. Alheiros e Lima Filho (1991) revisaram a geologia da faixa costeira oriental do Nordeste do Brasil, entre as cidades de Natal e Recife. No trabalho observaram três fácies sedimentares: leques aluviais; sistema fluvial de canais entrelaçados e litorânea.

De acordo com Alheiros e Lima Filho (1991) a fácies de leques aluviais corresponde a areias grossas e conglomeráticas recobertas por pelitos com repetição vertical desse padrão, o que indica ciclos de deposição. Apresenta-se na forma de depósitos estratificados com cores fortes dependendo do teor e tipo de ferro presente.

A fácies de sistema fluvial de canais entrelaçados consiste de areias cremes quartzosas com grãos de feldspatos, formando camadas maciças. Essas camadas podem ser visualizadas nos cortes de estradas, onde apresentam-se bem estáveis no que diz respeito à erosão e ocorrência de deslizamentos. As areias sofreram intemperismo, resultando na segregação de argila e do óxido de ferro que são depositados na base das camadas. A deposição do óxido de ferro forma níveis endurecidos e impermeáveis que afetam o comportamento mecânico e hidráulico das encostas. Em alguns trechos as areias podem mostrar-se mais feldspáticas com coloração mais forte, variando de vermelho, amarelo a rôxo. Alheiros e Lima Filho (1991) destacam a ocorrência de pavimentos de seixos de quartzo subarredondados a subangulosos. Ocorrem ainda camadas silto-argilosas de pequena espessura resultante da deposição em planície de inundação. A presença de argila associada as camadas arenosas resulta da ação do intemperismo na decomposição dos feldspatos.

A fácies litorânea consiste de areias quartzosas com pouco feldspato, incoerentes, cores claras, granulometria fina a média, com boa seleção e grãos subarredondados a subangulosos. Intercalados com as areias ocorrem filmes argilosos, cor cinza esverdeados, e matéria orgânica a intervalos de 1 a 2 cm. De acordo com Alheiros e Lima Filho (1991) a fácies litorânea corresponde a uma deposição de sedimentos em lagunas e planícies de maré.

2.2 – Geologia da área estudada

Araújo *et al.* (2006) realizaram um estudo faciológico e interpretaram os sistemas de deposição dos sedimentos da Formação Barreiras em falésias inseridas na área de estudo do presente trabalho. Foram individualizadas três fácies principais, denominadas de Gt (conglomerática), St (arenosa) e Fl (argilosa).

A fácies Gt corresponde a conglomerados imersos em uma matriz arenosa, com estratificação cruzada acanalada. Os seixos consistem de quartzo, feldspatos e clastos de argila. Apresenta cimentação ferruginosa, o que confere a estas rochas uma cor avermelhada. A fácies St é formada por arenitos de textura média a grossa, de coloração amarelada, exibindo estratificação cruzada acanalada e subordinadamente tabular, com a presença esporádica de seixos dispersos. A fácies Fl compreende lamitos com diferentes proporções de argila, silte e areia mostrando coloração avermelhada, sendo a lama argilosa cimentada por óxido de ferro.

As associações de fácies descritas foram interpretadas como indicativas da deposição em um contexto fluvial, sendo as de granulação mais grossa relacionadas a depósitos de preenchimento de canais e as de textura mais fina, atribuídas a depósitos de planície de inundação.

A geologia da área objeto do estudo está representada no mapa geológico adaptado do trabalho de Alheiros e Lima Filho (1991), mostrado na Fig. 4. Os pontos de obtenção de informações também estão indicados na Fig. 4. As amostras coletadas nos pontos estudados foram obtidas em áreas de empréstimo para a execução de obras de terra, em taludes de cortes de rodovias e em falésias. Todas as amostras coletadas nos diversos trabalhos correspondem a fácies de sistema fluvial de canais entrelaçados.

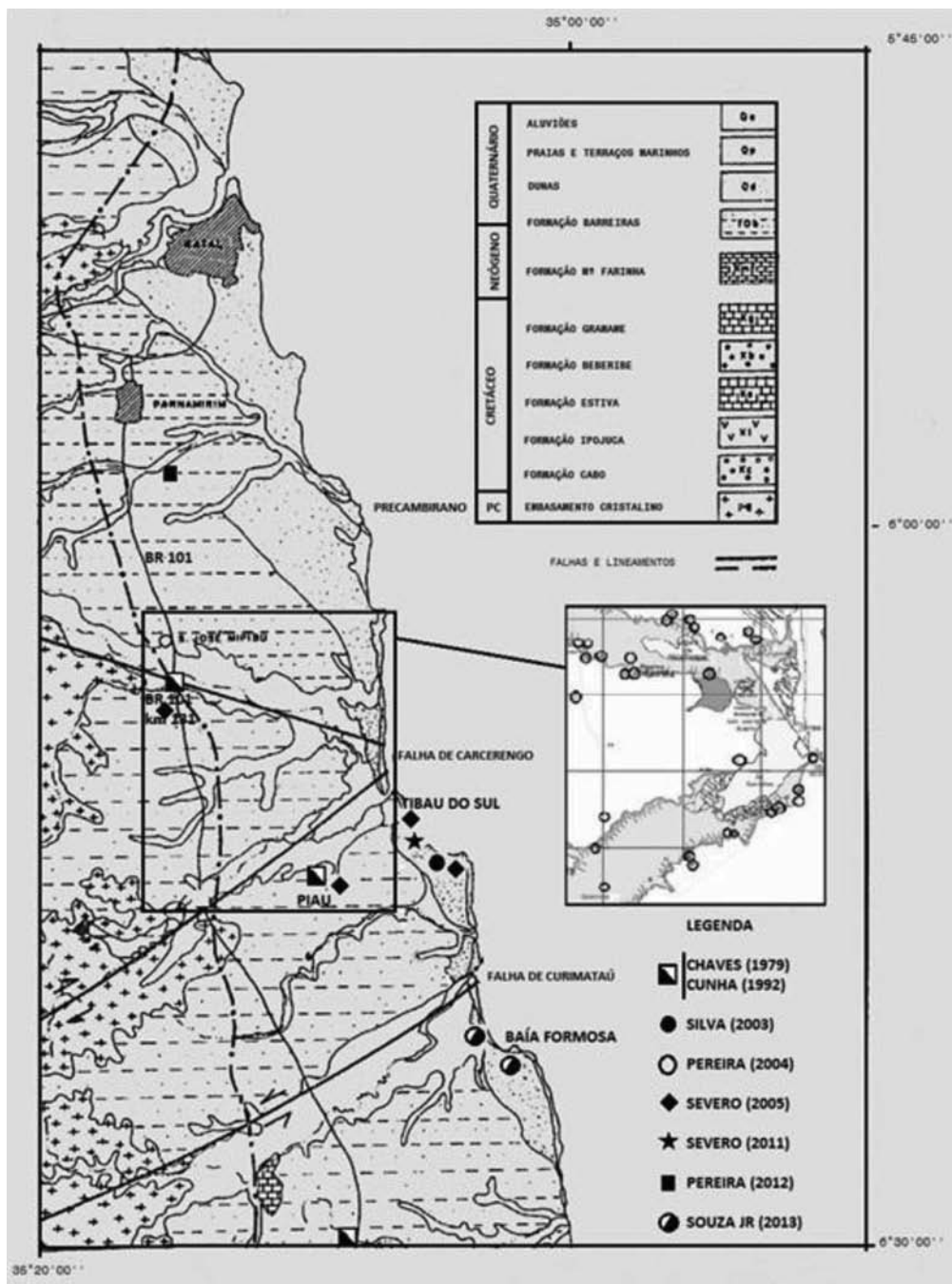


Fig. 4 – Mapa geológico da área estudada (adaptado de Alheiros e Lima Filho, 1991).

As Figs. 5, 6 e 7 mostram aspectos visuais dos sedimentos da Formação Barreiras. A Fig. 5 apresenta uma falésia no município de Tibau do Sul, na qual podem ser visualizadas seis camadas, compostas de material areno-argiloso. No topo ocorrem materiais avermelhados devido a processo de laterização provocado pelo intemperismo em ambiente tropical. Observar na parte intermediária a presença de uma camada escura, que apresenta forte cimentação ferruginosa. Na base ocorrem sedimentos com textura areno-argilosa de cor variegada, com aspecto heterogêneo e diferentes teores de cimentação ferruginosa.

A Fig. 6 apresenta fotos dos blocos indeformados utilizados no estudo de Severo (2005). As amostras foram retiradas do topo e da base das falésias de Tibau do Sul, outra à margem da rodovia BR 101, km 131, e um quarto bloco coletado à margem da rodovia RN 003, km 8, na localidade de Piau. O bloco denominado Topo – Falésia apresenta coloração avermelhada, bastante homogêneo, sem fissuras e com inscrustrações de grãos de quartzo e granulometria variada. Vale salientar que este é o mesmo bloco estudado por Silva (2003). O bloco Base – Falésia é de coloração esbranquiçada, apresentando nódulos vermelhos, sem fissuras. Este tem uma grande resistência ao destorroamento. O bloco Piau – RN 003 é bastante heterogêneo com coloração variegada, indo do amarelo ao vermelho escuro, passando por tons de marrom, apresentando fissuras variadas. Este se caracteriza pelo fácil destorroamento e por possuir nódulos de cimentação, com óxido de ferro, de coloração roxa, de grande resistência. Finalmente o bloco BR – 101, km 131, apresenta coloração variegada, com vários tons de marrom e com menor presença de fissuras e, por consequência, uma maior resistência ao destorroamento quando comparado ao bloco Piau.

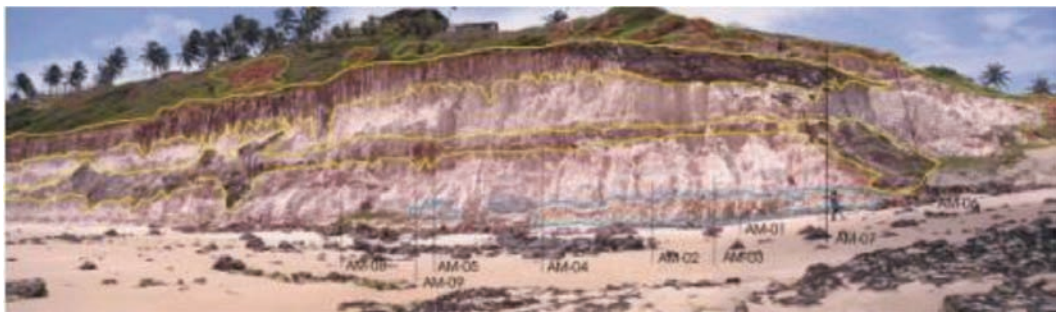


Fig. 5 – Falésia em Tibau do Sul (Severo, 2005).

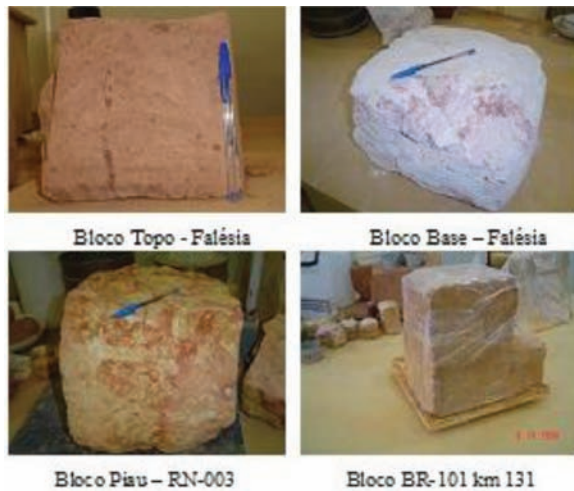


Fig. 6 – Aspectos visuais dos blocos de amostras indeformadas (Severo, 2005).

A Fig. 7 apresenta características dos sedimentos presentes numa falésia em Baía Formosa (Souza Júnior, 2013). Ao longo de um trecho de aproximadamente 1,3 km, Souza Júnior (2013) destaca a predominância de dois tipos de materiais: o primeiro, no topo, consiste em uma areia argilosa de coloração avermelhada apresentando uma ligeira variação de tonalidade e heterogeneidade em alguns locais; já o segundo, na base, constitui-se de um material argiloso variegado (Fig. 7). Na parte intermediária da falésia observam-se camadas constituídas de materiais em estágios de cimentação diferenciados com destaque para camada cimentada de seixos.

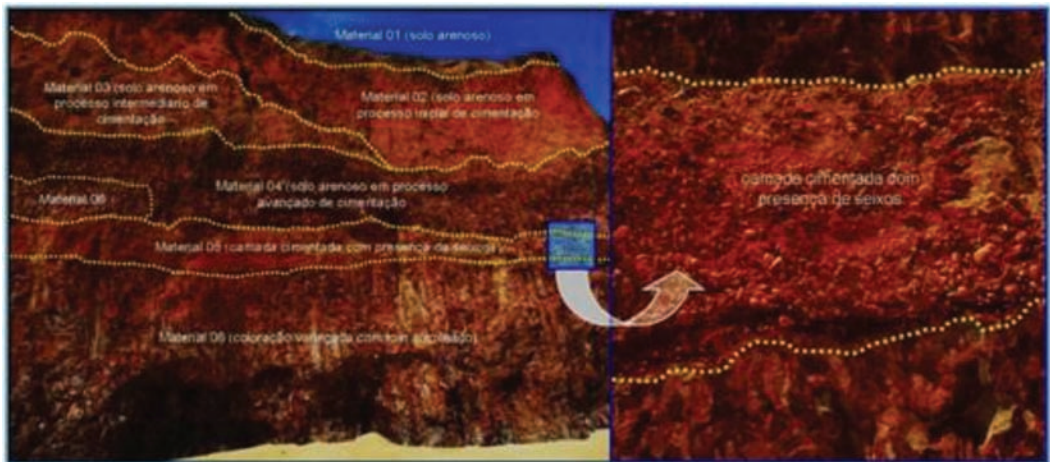


Fig. 7 – Falésia em Baía Formosa (Souza Júnior, 2013).

3 – CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA, MINERALÓGICA E GEOTÉCNICA DOS SEDIMENTOS DA FORMAÇÃO BARREIRAS

3.1 – Caracterização química e mineralógica

A caracterização química e mineralógica de amostras de sedimentos da Formação Barreiras foi realizada de forma detalhada por Chaves (1979). Foram analisadas amostras de três jazidas de material de empréstimo para a execução de obras de terra. No estudo, Chaves (1979) realizou análises de difração de raio-X, termogravimétricas e microscopia eletrônica de varredura. A descrição dos aspectos químicos e mineralógicos também foi feita por Severo (2011) e Pereira (2012).

No trabalho de Chaves (1979) as amostras foram separadas em duas frações de acordo com a dimensão das partículas. A fração “concreção” era formada por partículas com diâmetro superior a 9,5 mm. A fração “solo” consistia de partículas com diâmetro inferior a 9,5 mm.

Os resultados da difração de raios-X apresentaram caulinita como o argilo-mineral presente em todas as frações de solo e concreções. Observa-se também a presença de quartzo com diâmetro maior que 2 microns. Os minerais goetita e hematita também foram detectados (Chaves, 1979).

Os resultados mostraram que a fração “concreção” era formada pela aglomeração de partículas de quartzo cimentadas por uma matriz ferruginosa. No agente cimentante foram observadas as presenças de goetita, hematita e caulinita. Na fração “solo” foram observadas a presença de quartzo na fração areia e goetita e caulinita nas frações silte e argila. Alguns grãos de quartzo apresentam cimentação por óxidos de ferro, provavelmente uma mistura de goetita e hematita. De um modo geral, houve uma grande diferença entre o teor de ferro nas concreções e nos solos, admitindo-se que a acumulação dos óxidos de ferro é o principal requisito de formação de concreções (Chaves, 1979).

São considerados solos lateríticos aqueles em que a fração com diâmetro menor que 2μ apresentar relação molecular K_r (sílica/sesquióxido) menor que 2 (Winterkorn e Fang, 1975). Nas análises realizadas por Chaves (1977) em todas as amostras a fração argila ($< 2\mu$) apresentou $K_r < 2$, de forma que o material pode ser classificado como laterítico.

Severo (2011) analisou um perfil da Formação Barreiras através da coleta de sedimentos em quatro camadas que compõem o perfil geotécnico da falésia da Ponta do Pirambu em Tibau do Sul – RN. As Amostras foram denominadas de camada de topo - B1, camadas do meio - B2, camada fortemente cimentada (localizada à profundidade em torno de quatorze metros abaixo do topo da falésia) e camada da base - B3. No Quadro 1 é apresentado um resumo dos principais compostos químicos que compõem as camadas de onde foram retirados os blocos indeformados e a camada fortemente cimentada.

Quadro 1 – Resumo dos principais compostos químicos presentes nas amostras dos blocos e da camada fortemente cimentada (Severo, 2011).

AMOSTRA	SiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	Fe ₂ O ₃ (%)	CaO (%)	Outros (%)	Perda fogo (%)	K _r	K _i
Topo - B1	41,8	24,0	13,5	0,4	4,9	15,4	2,18	2,96
Meio - B2	37,1	19,4	25,5	0,2	4,7	13,1	1,77	3,25
Camada cimentada	30,1	15,2	39,7	0,8	2,7	11,5	1,26	3,37
Base - B3	40,0	22,4	18,3	0,2	6,4	12,7	1,99	3,04

Observa-se que os principais compostos químicos presentes nas amostras dos solos das quatro camadas analisadas são o óxido de silício (quartzo), óxido de alumínio e óxido de ferro. Observa-se a presença, em maior ou menor grau, de óxido de ferro, com sua ação cimentante sobre os demais compostos. A camada fortemente cimentada apresenta o óxido de ferro em maior proporção, seguida da camada do meio, base e em menor concentração na camada de topo da falésia. Nesse caso as camadas do meio, fortemente cimentadas, e base são formadas por solos lateríticos.

Severo (2011) também realizou análises mineralógicas morfooscópicas da fração graúda dos solos dos blocos e da camada fortemente cimentada, bem como a análise mineralógica por difração de raio X da fração fina desses solos. Sob o ponto de vista da análise mineralógica morfooscópica, as quatro camadas da falésia apresentam pedregulho e areia quartzosa, cimentados em maior ou menor grau com óxido de ferro, resultando nas concreções lateríticas. No caso da camada fortemente cimentada, essas concreções formam uma massa coesa única de aspecto rochoso.

A análise mineralógica foi realizada por difratograma de raio X. A mineralogia do solo está diretamente relacionada com a sua composição química e a combinação dos vários elementos forma uma estrutura cristalina dos minerais e argilominerais. A análise da mineralogia foi realizada nas frações argila e silte. As análises foram realizadas nas amostras correspondentes aos blocos B1, B2, B3 e na camada fortemente cimentada. Os solos das quatro camadas analisadas apresentaram os mesmos minerais: $Al_2Si_2O_5(OH)_4$ - Hidróxido de silicato de alumínio (Caulinita); $Al_2Si_4O_{10}(OH)_2$ - Hidróxido de silicato de alumínio (Pirofilita) e SiO_2 - Óxido de silício (Quartzo).

3.2 – Caracterização geotécnica

Ensaio de caracterização geotécnica foram realizados nos trabalhos de Silva (2003), Severo (2005), Pereira (2004), Severo (2011), Pereira (2012) e Souza Jr. (2013). Em todos os trabalhos os ensaios de granulometria, limite de liquidez e limite de plasticidade foram realizados seguindo a metodologia definida nas normas brasileiras. Os ensaios de granulometria por sedimentação foram realizados com uso do defloculante e sem o uso do defloculante.

As Figs. 8 e 9 apresentam os gráficos de plasticidade e de atividade da fração argilosa. De maneira geral os sedimentos apresentam granulometria arenosa com variados teores de finos. Ocorrem ainda a presença de materiais argilosos e camadas conglomeráticas. Os finos apresentam

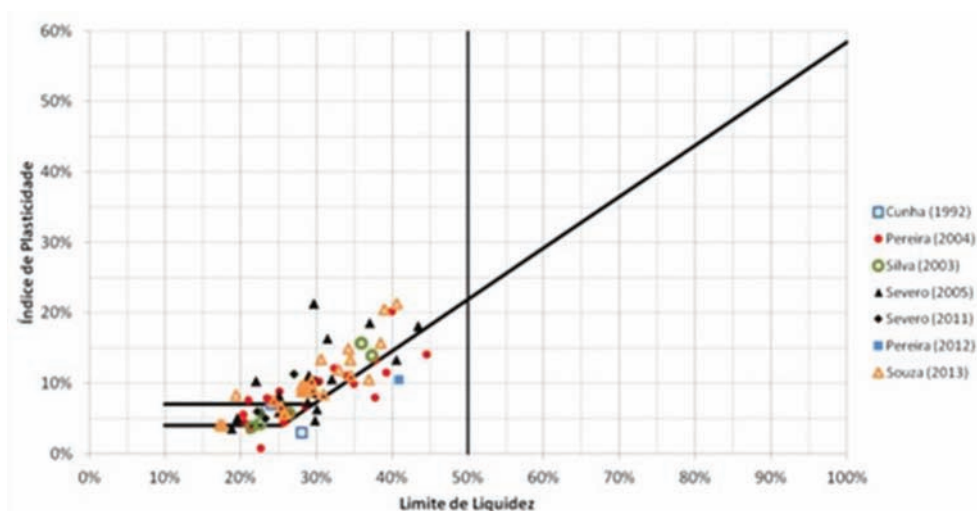


Fig. 8 – Gráfico de plasticidade.

baixa a média plasticidade, o que fica evidenciado no índice de atividade da fração argilosa mostrado na Fig. 9. Os resultados obtidos na caracterização geotécnica estão compatíveis com a mineralogia, uma vez que a caulinita e os minerais ricos em ferro apresentam baixa atividade.

De um total de 111 amostras ensaiadas, 32% foram classificadas como SC (areia argilosa), 23% como SM (areia siltosa), 15% como SM-SC, 18% como CL (argila de baixa plasticidade), 7% como ML (silte de baixa plasticidade) e 5% como GC (pedregulho argiloso). Em todas as amostras o limite de liquidez foi sempre inferior a 50% e o índice de plasticidade apresentou valor máximo de 21,3%.

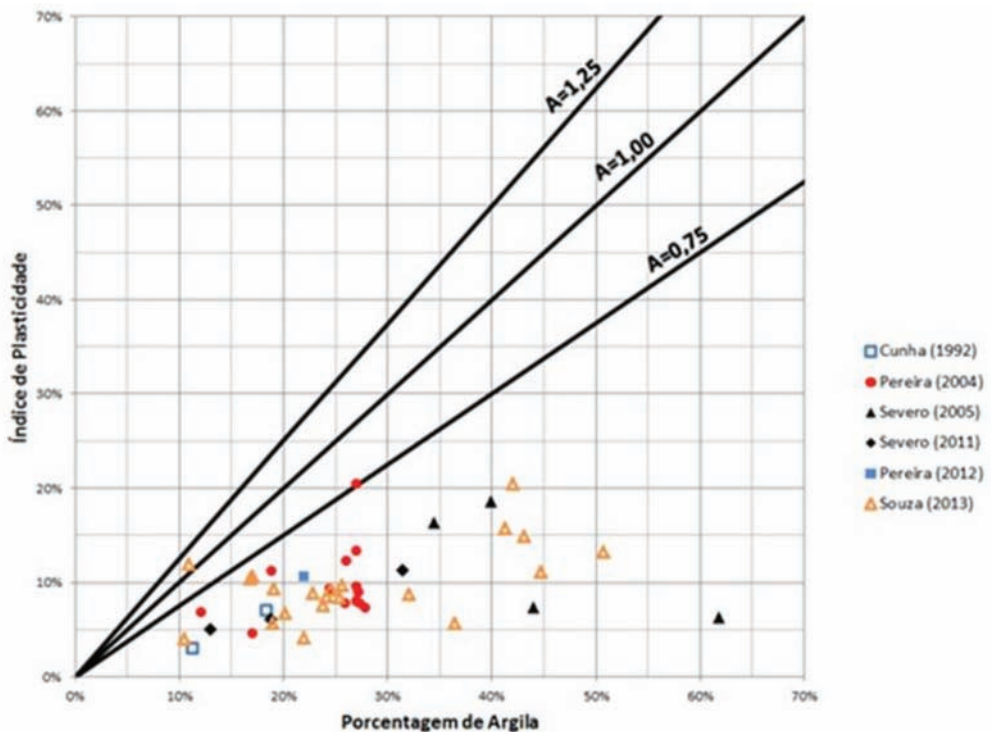


Fig. 9 – Atividade da fração argilosa.

3.3 – Ensaios de imersão

Os ensaios de imersão total (*Crumb Test*) e parcial são utilizados para avaliar o potencial de dispersividade do solo. Os ensaios de imersão foram realizados conforme descrito por Head (1985). Ao todo foram realizados dezoito ensaios. Severo (2005) realizou cinco ensaios com amostras provenientes do topo das falésias, cinco com amostras oriundas da base e duas com material proveniente da BR 101. Severo (2011) realizou seis ensaios, dois com amostras de topo, dois com amostras do meio e dois da base da Falésia da Ponta do Pirambu localizada no município de Tibau do Sul – RN.

Conforme o tipo de desintegração, Head (1985) classifica os solos em quatro graus: grau 1 - não reagente, grau 2 - reação leve, grau 3 - reação moderada e grau 4 - reação forte. Os graus 1 e 2 indicam um solo não dispersivo e os graus 3 e 4 indicam um solo dispersivo.

De acordo com Severo (2005) em apenas uma das amostras o material proveniente da base praticamente se desintegrou e isso se deu em menos de cinco minutos (grau 4). As demais amostras

da base que possuem uma grande quantidade de nódulos avermelhados apresentaram uma característica diferenciada: a parte mais clara da amostra se soltava primeiro e isto ocorria na forma de escamas ou pastilhas. Já o material mais avermelhado se soltava em partículas com velocidade bem inferior. Após 24 horas em repouso, o material mais claro ficava quase que totalmente desagregado. Já o mais avermelhado ainda apresentava-se de forma aglutinada. A dispersividade deste material pode ser considerada pequena (grau 2), embora deixe a água um pouco turva e forme um anel de material em suspensão na superfície do líquido. O material mais claro era o maior contribuinte para a formação do anel.

Já o material proveniente do topo possui uma tonalidade avermelhada e oferece, em relação ao material da base, uma grande resistência à liberação das partículas quando imerso. O mesmo ocorre com o material retirado no km 131 da BR 101, sendo classificados como de grau 2.

Os resultados obtidos por Severo (2011) em seis amostras coletadas na falésia da Ponta do Pirambu no município de Tibau do Sul mostraram que a dispersividade foi classificada como de grau 1 para todas as amostras analisadas.

Portanto os resultados mostraram claramente que o material analisado apresentou um comportamento não dispersivo, exceção feita a uma das amostras da base analisada por Severo (2005).

3.4 – Ensaios de resistência a compressão simples

Silva (2003) realizou ensaios de compressão não confinada em amostras indeformadas obtidas em falésias no município de Tibau do Sul. Foram realizados dezessete ensaios, sendo quatro em amostra coletadas do material presente na base da falésia e treze com o material do topo. Os resultados obtidos no material do topo e da base estão apresentados nos Quadros 2 e 3, respectivamente.

Quadro 2 – Características iniciais do solo e resistência a compressão simples (RCS) do material do topo da falésia (Silva, 2003).

Amostra	γ (kN/m ³)	e	S (%)	RCS (kPa)
01	15,62	0,72	4,72	393
02	16,03	0,67	5,02	314
03	15,97	0,68	4,97	380
04	15,94	0,68	4,95	393
05	16,23	0,65	5,18	550
06	16,01	0,68	5,01	336
07	15,98	0,68	4,98	808
08	16,16	0,66	5,13	619
09	16,22	0,65	5,17	610
10	15,80	0,70	4,85	494
11	15,57	0,72	4,48	380
12	15,81	0,70	5,09	520
13	16,92	0,59	5,85	617

De acordo com Collins e Sitar (2009), com base em estudos sobre falésias em areias cimentadas, os materiais podem ser classificados de acordo com o grau de cimentação como: fracamente, moderadamente ou fortemente cimentados. O parâmetro proposto para a classificação foi a resistência a compressão simples (RCS). Os materiais fracamente cimentados apresentam RCS inferior a 100 kPa; os moderadamente cimentados têm RCS entre 100 e 400 kPa e os fortemente cimentados possuem RCS superior a 400 kPa.

Quadro 3 – Características iniciais do solo e resistência a compressão simples (RCS) do material da base da falésia (Silva, 2003).

Amostra	γ (kN/m ³)	e	S (%)	RCS (kPa)
01	19,40	0,38	5,47	605
02	19,00	0,40	4,54	610
03	19,78	0,35	6,55	936
04	19,20	0,39	5,38	611

A análise do Quadro 2 mostra que o material do topo das falésias apresenta-se bastante heterogêneo, no que diz respeito a resistência a compressão simples, embora visualmente pareça homogêneo. As amostras apresentam valor médio de 493 kPa, máximo de 808 kPa, mínimo de 314 kPa e desvio padrão de 144 kPa. Verifica-se também que não há relação direta entre os índices de vazios e a resistência, embora a variação do índice de vazios seja relativamente pequena. Essa variabilidade da resistência pode ser atribuída a diferentes graus de cimentação entre as partículas, nem sempre visível a olho nu. Utilizando-se a classificação proposta por Collins e Sitar (2009) verifica-se que o material do topo da falésia apresenta 54% das amostras como sendo fortemente cimentadas e 46% como moderadamente cimentadas.

A partir dos valores apresentados no Quadro 3, vê-se que as amostras provenientes da base apresentaram tensão de ruptura variando de 605 kN/m² a 936 kN/m², com valor médio de 691 kN/m² e desvio padrão de 163 kN/m². De acordo com a classificação proposta por Collins e Sitar (2009) o material é classificado como fortemente cimentado.

Os corpos de prova que possuíam tensão de ruptura acima da média observada romperam de forma brusca, se dividindo em vários fragmentos. Os demais corpos de prova apresentavam planos de ruptura bem definidos, que se iniciavam nas extremidades e percorriam os corpos de prova longitudinalmente.

3.5 – Ensaios de compressão edométrica

Ensaios de compressão confinada foram realizados por Silva (2003). Ao todo foram realizados cinco ensaios edométricos, sendo dois em solo proveniente da base e três em solo proveniente do topo das falésias. Os ensaios foram iniciados com teor de umidade natural até um dado carregamento, quando as amostras foram inundadas e observadas as deformações decorrentes da inundação. Segundo Vargas (1978), deformações superiores a 2% indicam que o solo é colapsível.

Os solos provenientes do topo apresentaram deformações de, no máximo, 0,5% para o carregamento de 50 kPa e, no máximo, 1,5% para o carregamento de 200 kPa. Assim, são classificados como não colapsíveis. As amostras provenientes da base da falésia quando inundadas no estágio de carga de 200 kPa apresentaram deformações da ordem de 4%. Dessa forma, os solos provenientes da base podem ser classificados como colapsíveis.

3.6 – Permeabilidade

3.6.1 – Resultados da permeabilidade em laboratório com amostra indeformada

Foram realizados sete ensaios de permeabilidade em laboratório com solos da Formação Barreiras, quatro apresentados em Santos Jr. *et al.* (2008) e três para o presente trabalho com blocos coletados na região de Tibau do Sul - RN. Os ensaios de permeabilidade foram realizados conforme a NBR 13292/1995 - “Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante” e NBR-14545/2000 – “Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos à carga variável”.

Para a realização do ensaio de permeabilidade em laboratório, foram moldados corpos de prova de forma cilíndrica com aproximadamente 7 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Posteriormente, colocava-se no permeâmetro com areia média, bentonita e parafina, de modo a se obter a impermeabilização requerida para o ensaio. Os ensaios foram realizados com carga constante e variável, mas devido à baixa permeabilidade, só os ensaios com carga variável foram considerados.

Os corpos de prova relativos aos estudos de Severo (2005) e apresentados por Santos Jr. *et al.* (2008) foram moldados a partir dos blocos indeformados mostrados na Fig. 6. Os resultados obtidos são apresentados no Quadro 4, onde indicam-se a localização das amostras, o coeficiente de permeabilidade, o índice de plasticidade e o tipo de solo conforme o Sistema Unificado de Classificação dos Solos.

A análise do Quadro 4 mostra que os coeficientes de permeabilidade variam entre $6,5 \times 10^{-5}$ m/s e $8,2 \times 10^{-9}$ m/s. A amostra de Piau – RN 003 apresentou resultado atípico em se tratando de solos argilosos. Na análise granulométrica verificou-se que esse solo possui 61,8% de argila. A permeabilidade alta, para um solo argiloso, pode ser atribuída à existência de microfissuras no seu interior.

De todas as amostras, observou-se que no topo o material é mais permeável que na base, o que deve facilitar a sua saturação por infiltração. De maneira geral, os solos com índices de plasticidade mais elevados apresentam menores coeficientes de permeabilidade.

Conforme Ortigão (1993), o solo é considerado impermeável ou com drenagem impedida, quando apresenta permeabilidade muito baixa, com k variando entre 10^{-7} e 10^{-9} m/s, que é o caso de certos tipos de solos argilosos.

Quadro 4 – Coeficiente de permeabilidade (k) em laboratório.

AMOSTRA	k (m/s)	IP (%)	CLASSIFICAÇÃO (SUCS)
Topo - Falésia	$6,3 \times 10^{-6}$	7,3	CL (Santos Jr. <i>et al.</i> , 2008)
Base - Falésia	$8,2 \times 10^{-9}$	16,3	CL (Santos Jr. <i>et al.</i> , 2008)
Piau - RN 003	$6,5 \times 10^{-5}$	6,3	CL (Santos Jr. <i>et al.</i> , 2008)
BR 101 - km 131	$1,5 \times 10^{-8}$	18,6	CL (Santos Jr. <i>et al.</i> , 2008)
Topo - Falésia	$2,3 \times 10^{-7}$	21,4	MH (Presente trabalho)
Meio - Falésia	$1,3 \times 10^{-7}$	16,6	SC (Presente trabalho)
Base - Falésia	$1,0 \times 10^{-7}$	36,6	SC (Presente trabalho)

3.6.2 – Resultados da permeabilidade em campo infiltração

Foram realizados dois ensaios de permeabilidade *in situ* com solos da Formação Barreiras, do alto das falésias de Pipa, no topo dos trechos norte e central, com solos no seu estado natural do tipo CL e SM, de coloração avermelhada e acinzentada, respectivamente. Os valores dos coeficientes de permeabilidade *in situ*, bem como sua localização são apresentados no Quadro 5.

Os ensaios de permeabilidade em campo (infiltração) foram realizados segundo o procedimento indicado no Boletim 04, de junho de 1996, da ABGE. Para realização do ensaio de infiltração, inicialmente escava-se a trado um furo, que pode ser revestido ou não. O furo deve ter o diâmetro correspondente ao trado e ter a orientação vertical. Foram escavados dois furos um com 103 cm e outro com 50 cm de profundidade, em locais diferentes. Em seguida encheram-se os furos de água até à boca, tomando-se esse instante como tempo zero. O nível de água no furo deve ser mantido constante, de modo que se quantifique o volume de água introduzido durante certo intervalo de tempo (vazão). O coeficiente de infiltração final é obtido a partir do momento em que as leituras de vazão se tornam constantes.

Quadro 5 – Coeficiente de permeabilidade em campo (Severo, 2005).

AMOSTRA	k (m/s)	CLASS. (SUCS)
Topo-Falésia (Norte)	$6,60 \times 10^{-8}$	CL
Topo-Falésia (Central)	$1,75 \times 10^{-6}$	SM

Os resultados dos ensaios de permeabilidade em campo fornecem resultados diferentes daqueles obtidos em laboratório. Observou-se que o solo mais argiloso (CL) apresentou um coeficiente de permeabilidade em campo bem menor do que o solo areno-siltoso.

3.7 – Resistência ao cisalhamento

As propriedades de resistência ao cisalhamento dos sedimentos da Formação Barreiras foram obtidas através de ensaios de cisalhamento direto por Silva (2003), Severo (2005) e Souza Jr. (2013). Quatro áreas foram estudadas, das quais duas em falésias (Tibau do Sul e Baía Formosa), um talude de corte na rodovia BR-101, no km 131, e em uma área de empréstimo, no distrito de Piau.

3.7.1 – Comportamento tensão cisalhante \times deslocamento e deformação volumétrica \times deslocamento

Na área de Tibau do Sul, Severo (2005) coletou quatro blocos indeformados apresentados na Fig. 6. Para analisar o efeito da perda de sucção no solo foram realizados ensaios nas condições naturais (amostras com teor de umidade existente no momento da coleta) e no estado inundado, para corpos de provas moldados a partir das amostras indeformadas. Foram realizados ensaios de cisalhamento direto com tensões normais em torno de 50, 100, 200 e 400 kPa.

No Quadro 6, para efeito de exemplificação, apresentam-se as condições iniciais e de ruptura dos corpos de prova ensaiados no estado inundado referente a duas séries de ensaios com o material do bloco Topo - Falésias de Tibau do Sul. As Figs. 10 e 11 mostram as tensões cisalhantes e as deformações volumétricas, respectivamente, que ocorreram no desenvolvimento dos ensaios das amostras do topo da falésia, na condição inundada (Silva, 2003).

De acordo com o Quadro 6 apresentado em Severo (2005) o solo apresentou índices de vazios variando de 0,677 a 0,776, com valor médio de 0,731. As amostras encontravam-se não saturadas, com teores de umidade muito baixos.

A análise dos resultados apresentados nas Figs. 10 e 11 permite identificar três tipos de comportamento como resposta a solicitações no ensaio de cisalhamento direto. O primeiro, denominado de TIPO A, é semelhante a condição de um solo sobre adensado, com um pico de resistência bem definido, que ocorre a pequenas deformações (inferiores a 3%), seguido de amolecimento até a resistência residual. O segundo, denominado TIPO B, consiste no aumento progressivo da tensão cisalhante até o valor de ruptura, permanecendo constante a partir daí. O valor máximo de resistência ocorre para deslocamentos superiores a 4%, de forma semelhante ao comportamento de solos normalmente adensados.

Em termos de deformações volumétricas, o comportamento TIPO A está associado à compressão seguida de expansão, enquanto que no TIPO B, o comportamento é essencialmente compressivo. Os ensaios com tensões normais em torno de 50 e 100 kPa apresentados nas Figs. 10 e 11 mostram um comportamento TIPO A, enquanto que os ensaios com tensão normal de 400 kPa apresentam o comportamento TIPO B.

Quadro 6 – Condições iniciais e de ruptura dos corpos de prova (Severo, 2005).

CP	Condições iniciais					Condições na ruptura		
	w (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e	S (%)	w (%)	σ (kPa)	τ (kPa)
01	1,57	15,65	15,41	0,720	5,77	27,48	52,0	70,0
02	1,66	15,62	15,37	0,725	6,08	25,33	105,0	110,0
03	1,37	15,13	14,92	0,776	4,69	27,61	212,0	150,0
04	1,89	15,55	15,26	0,737	6,80	25,68	420,0	262,0
05	1,80	15,74	15,46	0,714	6,67	29,90	54,0	71,0
06	1,75	15,27	15,00	0,766	6,07	26,17	104,0	125,0
07	1,45	15,50	15,28	0,735	5,22	26,68	212,0	163,0
08	1,48	16,04	15,80	0,677	5,81	25,51	423,0	280,0

O terceiro tipo de comportamento (TIPO C) é uma situação intermediária entre os dois mencionados acima. Este tipo de comportamento pode ser observado nas amostras submetidas a tensões normais de 200 kPa.

Pelas análises as amostras apresentam o comportamento variável com o nível de tensão normal, semelhante a um solo com tensão de pré-adensamento em torno de 200 kPa. Como não há registro geológico de pré-adensamento desse material, esse efeito pode ser atribuído a cimentação ferruginosa identificada nos sedimentos da Formação Barreiras por Chaves (1979) e Severo (2011).

No Quadro 7 é apresentado de forma qualitativa o comportamento dos solos em que foram realizados os ensaios. Observa-se novamente que o tipo de comportamento depende do nível de tensão normal. O Quadro 7 mostra ainda que a sucção também influencia no tipo de comportamento. De maneira geral, as amostras ensaiadas no teor de umidade natural passam a apresentar o comportamento tipo C sob níveis de tensão normal mais elevados que as amostras inundadas. As amostras ensaiadas no teor de umidade natural não apresentaram o comportamento Tipo B. Essas observações permitem concluir que o efeito da sucção é de tornar o material mais rígido.

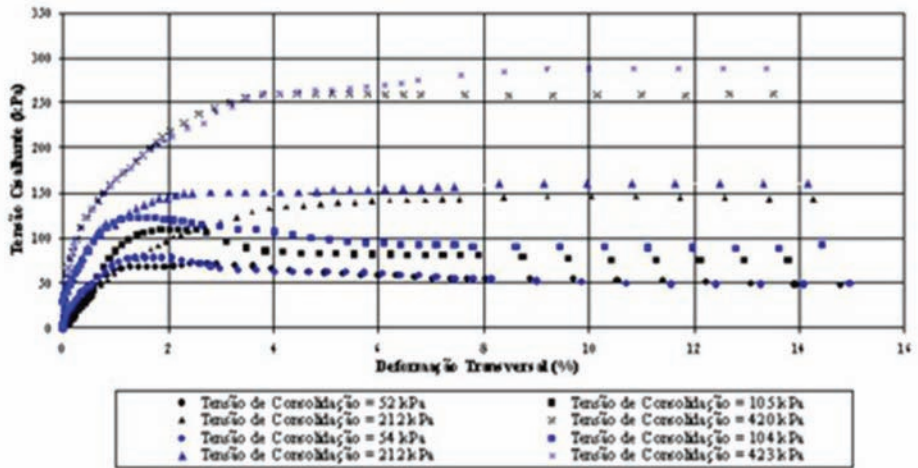


Fig. 10 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação transversal, amostras provenientes do topo (Silva, 2003).

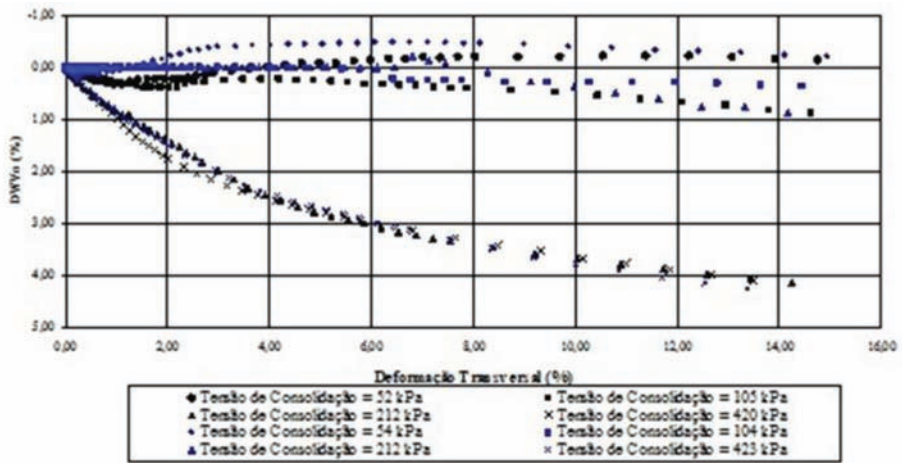


Fig. 11 – Curvas deformação vertical específica *versus* deformação transversal, amostras provenientes do topo (Silva, 2003).

Quadro 7 – Comportamento qualitativo dos solos.

Solo	Tensão normal (kPa)	Índice de vazios inicial	Tipo de comportamento	
			Umidade natural	Inundado
Topo – Falésia	50	0,677 a 0,781	A	A
	100		A	A
	200		A	C
	400		C	B
Base – Falésia	50	0,352 a 0,476	A	A
	100		A	A
	200		A	C
	400		C	B
Piau	50	0,670 a 0,737	A	A
	100		A	C
	200		A	C
	400		C	C
BR 101	50	0,535 a 0,614	A	A
	100		A	A
	200		A	A
	400		A	C

3.7.2 – Parâmetros de resistência

Severo (2005) realizou ensaios de cisalhamento direto visando obter os parâmetros de resistência dos solos. Na umidade natural, foram rompidos vinte corpos de prova (CPs), em séries de quatro cisalhamentos, com os quatro blocos coletados. Foram realizados ensaios com tensões normais em torno de 50, 100, 200 e 400 kPa, sendo duas séries de quatro com o bloco do Topo da falésia, uma série de quatro com o bloco da Base, uma série com o bloco de Piau e outra com o bloco da BR 101. Os ensaios no estado inundado foram em número de dezoito, quatro com CPs provenientes do Bloco de Piau e quatorze com CPs do Bloco da BR 101, onde, devido à grande dispersão dos resultados, foi necessária a realização de ensaios adicionais com tensões normais de 600 e 800 kPa, além das tensões acima citadas.

Silva (2003) realizou dezesseis ensaios de cisalhamento direto no estado inundado com as amostras dos Blocos Topo - Falésia e Base – Falésia, sendo duas série de quatro para cada bloco com tensões normais em torno de 50, 100, 200 e 400 kPa.

Para efeito de exemplificação das envoltórias obtidas, apresenta-se o gráfico das duas séries de ensaios realizados com o solo do Bloco Topo - Falésia na condição inundada (Fig. 12). Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos para os materiais estudados estão mostrados no Quadro 8. Para os solos apresentados, observa-se uma redução significativa na coesão quando se compara as condições de ensaios na umidade natural e inundadas, enquanto o ângulo de atrito mantém-se com a mesma ordem de grandeza com pequenas alterações.

Para aqueles blocos em que foram realizadas duas séries de ensaios na condição inundada ou na condição de umidade natural, os parâmetros de resistência desses solos apresentados no Quadro 8 são uma média dos parâmetros obtidos nas duas séries de ensaios em cada condição executada para o respectivo bloco.

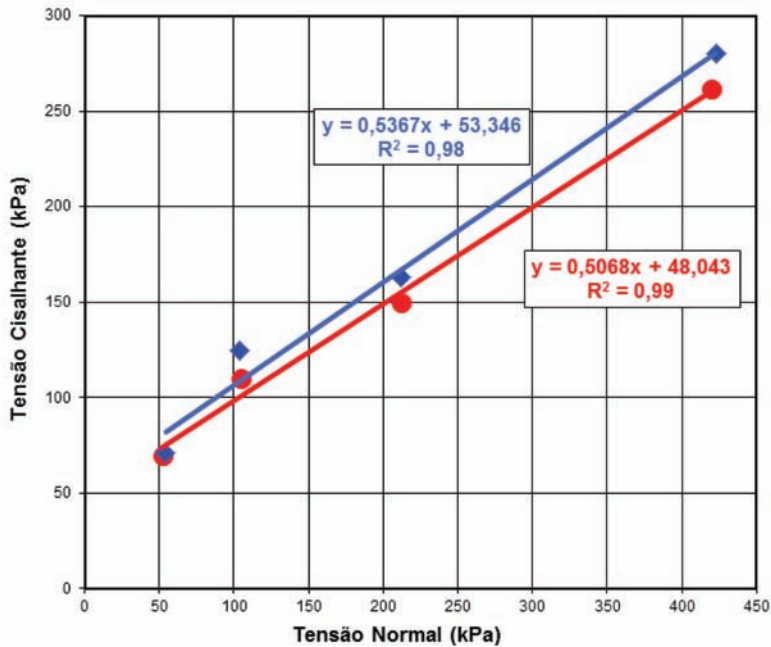


Fig. 12 – Envoltórias de resistência Bloco Topo – Falésia na condição inundada.

Quadro 8 – Parâmetros de resistência dos sedimentos da Formação Barreiras.

Solo	Parâmetros	Umidade Natural	Inundado	Fonte
Topo – Falésia Tibau do Sul	ϕ (°)	28	28	Santos Jr. <i>et al.</i> (2008)
	c (kPa)	233,0	50,6	
Base – Falésia Tibau do Sul	ϕ (°)	28	27	Santos Jr. <i>et al.</i> (2008)
	c (kPa)	384,1	45,4	
Piau - RN 003	ϕ (°)	32	30	Santos Jr. <i>et al.</i> (2008)
	c (kPa)	396,6	95,5	
BR 101 - km 131	ϕ (°)	27	26	Santos Jr. <i>et al.</i> (2008)
	c (kPa)	259,3	109,7	
Topo – Falésia Baía Formosa	ϕ (°)	-	29,5	Souza Jr. (2013)
	c (kPa)	-	16,9	
Base – Falésia Baía Formosa	ϕ (°)	-	33,6	Souza Jr. (2013)
	c (kPa)	-	59,9	

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho analisou em conjunto uma série de trabalhos sobre os aspectos geotécnicos da Formação Barreiras, no estado do Rio Grande do Norte (RN), no Nordeste do Brasil. A Formação Barreiras é constituída por camadas de sedimentos predominantemente arenosos, com diversos teores de finos (silte e argila). Ocorrem ainda níveis conglomeráticos na parte intermediária de falésias ao longo do litoral oriental do RN. As camadas apresentam cores vivas, variando do vermelho, amarelo e branco, dependendo dos teores minerais que formam os sedimentos.

A observação de afloramentos da Formação Barreiras em falésias em Tibau do Sul e Baía Formosa permitiu identificar o seguinte padrão para os sedimentos. As camadas de topo (superiores), predominantemente arenosas, apresentam colorações avermelhada e alaranjada. Na porção intermediária as falésias normalmente apresentam níveis com cimentação ferruginosa (predominantemente por óxido de ferro). Em alguns trechos os níveis cimentados estão associados a presença de pedregulhos formando conglomerados. A cimentação ferruginosa forma assim, uma camada de laterita que incorpora grãos de areia grossa e pedregulhos. Abaixo da camada laterítica, base da falésia, ocorrem camadas com maiores teores de argila e com coloração variegada (branco com nódulos amarelos e vermelhos).

Em termos de minerais, as partículas das frações areia e pedregulho são constituídas de quartzo, as quais apresentam incrustações de minerais ricos em ferro. A fração fina é constituída por caulinita, goetita e hematita. As concreções presentes na camada intermediária e em alguns pontos na camada inferior são formadas por goetita e hematita. Em função das características mineralógicas os materiais estudados foram classificados como lateríticos.

Ensaio de caracterização mostraram que os sedimentos da Formação Barreiras apresentam plasticidade e atividade baixas, o que é compatível com a natureza mineralógica dos materiais. A permeabilidade é baixa, exceto quando ocorrem descontinuidades que condicionam o fluxo. Os solos da Formação Barreiras em geral apresentam um comportamento não dispersivo.

Ensaio de compressão unidimensional mostraram que o material do topo é não colapsível e que o da base é sujeito a colapso quando inundado em níveis de tensão de 200 kPa. A resistência à compressão simples mostrou um resultado muito heterogêneo, tanto para o material do topo como para o da base da falésia em Tibau do Sul. De acordo com a classificação de Collins e Sitar (2009), o material da base foi classificado como fortemente cimentado ($RCS > 400$ kPa), enquanto que o do topo apresentou-se dividido entre fortemente cimentado e moderadamente cimentado (RCS entre 100 e 400 kPa).

A partir dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto foi possível identificar três tipos de comportamento como resposta a solicitações impostas. O primeiro, denominado de TIPO A, é semelhante a condição de um solo sobre adensado, com um pico de resistência bem definido, que ocorre a pequenas deformações seguido de amolecimento até a resistência residual. O segundo, denominado TIPO B, consiste no aumento progressivo da tensão cisalhante até o valor de ruptura, permanecendo constante a partir daí. O terceiro tipo de comportamento (TIPO C) é uma situação intermediária entre os dois mencionados acima. As amostras inundadas apresentaram o comportamento Tipo A para baixos níveis de tensão normal (50 e 100 kPa), comportamento Tipo C para tensões normais variando de 200 a 400 kPa e o Tipo B para as tensões mais elevadas (400 kPa). Como não há registro de pré-adensamento esse tipo de comportamento foi atribuído a efeito de cimentação entre as partículas. As amostras ensaiadas no teor de umidade natural, mostraram comportamento similar, exceto que os valores de tensão normal da mudança de comportamento são mais elevados, o que mostra que a sucção torna o material mais rígido.

Os ensaios de resistência ao cisalhamento mostraram que a sucção exerce forte influência no comportamento dos sedimentos. Ocorre significativa perda de coesão quando se comparam os

resultados de ensaios realizados no teor de umidade em que as amostras se encontram no campo (muito baixos) e aqueles executados com amostra saturada. Por outro lado, o ângulo de atrito não sofreu essa influência. Amostras inundadas e não inundadas apresentaram valores da mesma ordem de grandeza para o ângulo de atrito.

5 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Ministério da Ciência e Tecnologia do Brasil, através do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – CNPq, pelo apoio financeiro (Processo nº 167670/2013-1) para a realização desse trabalho.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alheiros, M.M.; Lima Filho, M.F. (1991). *A Formação Barreiras. Revisão geológica da Faixa Sedimentar Costeira de Pernambuco, Paraíba e Rio Grande do Norte*. Estudos Geológicos (Série B Estudos e Pesquisas), v. 10, pp. 77-88.
- Arai, M. (2006). *A Grande Elevação Eustática do Mioceno e sua Influência na Origem do Grupo Barreiras*. Revista do Instituto de Geociências – USP, 6, n. 2, pp. 1-6.
- Araújo, V.D.; Reyes-Peres, Y.A.; Lima, R.O.; Pelosi, A.P.; Córdoba, V.C.; Lima-Filho, F.P. (2006). *Fácies e Sistema Depositional da Formação Barreiras na Região da Barreira do Inferno, Litoral Oriental do Rio Grande do Norte*. Revista do Instituto de Geociências – USP, 6, n. 2, pp. 43-49.
- Bezerra, F.H.R.; Amaro, V.E.; Vita-Finze, C.; Saadi, A. (2001). *Pliocene-Quaternary Fault Control Sedimentation and Coastal Plain Morphology in NE Brazil*. Journal of South American Earth Science, 14, pp. 61-75.
- Chaves, L.F.M. (1979). *Propriedades Químicas e Mineralógicas de Três Solos Vermelhos Tropicais do Estado do Rio Grande do Norte*. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande.
- Collins, B.D.; Sitar, N. (2009). *Geotechnical Properties of Cemented Sands in Steep Slopes*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 135, No. 10, pp. 1359- 1366.
- Cunha, J.E.V (1992). *Solos Lateríticos Estabilizados com Cimento Através da Metodologia da ABCP*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande/PB.
- Diniz, R.F. (2002). *A Erosão Costeira ao Longo do Litoral Oriental do Rio Grande do Norte: Causas, Consequências e Influência nos Processos de Uso e Ocupação da Região Costeira*. Tese de Doutorado, Instituto de Geociências, Universidade Federal da Bahia, Salvador.
- Head, K.H. (1985). *Manual of Soil Laboratory Testing*. London: Pentech Press. v.2.
- Mohriak, W.U. (2003). *Bacias Sedimentares da Margem Continental Brasileira*. Geologia, Tectônica e Recursos Minerais do Brasil, Editores: L.A. Bizzi; C. Shobbenhaus; R.M. Vidotti e J.H. Gonçalves. Serviço Geológico do Brasil, pp. 87-168.

- Ortigão, J.A.R. (1993). *Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos.
- Pereira, I.C.B.B.A. (2004). *Contribuição ao Conhecimento do Meio Físico da Região do Complexo Estuarino-Lagunar Nisia Floresta-Papeba-Guarairas*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Sanitária – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal/RN.
- Pereira, K.L.A. (2012). *Estabilização de um solo com cimento e cinza de lodo para uso em pavimentos*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal/RN.
- Rossetti, D.F.; Bezerra, F.H.R.; Dominguez, J.M.L. (2013). *Late Oligocene–Miocene transgressions along the equatorial and eastern margins of Brazil*. *Earth-Science Reviews*, 123, pp. 87–112.
- Santos Jr., O.F.; Severo, R.N.F.; Scudelari, A.C.; Amaral, R.F. (2008). *Processo de Instabilização em Falésias: Estudo de um Caso no Nordeste do Brasil*. *Revista Luso-Brasileira de Geotecnia*, SPG, ABMS, ABGE. n. 114, pp. 71-90.
- Severo, R.N.F. (2005). *Análise da estabilidade das falésias entre Tibau do Sul e Pipa – RN*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Sanitária – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal.
- Severo, R.N.F. (2011). *Caracterização geotécnica da falésia da Ponta do Pirambu em Tibau do Sul - RN considerando a influência do comportamento dos solos nos estados indeformado e cimentado artificialmente*. Tese de doutorado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal de Pernambuco, Recife.
- Silva, W.S. (2003). *Estudo da Dinâmica Superficial e Geotécnica das Falésias do Município de Tibau do Sul – Litoral Oriental do RN*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Sanitária – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal.
- Souza Jr., C. (2013). *Análise da Estabilidade de Falésias na Zona Costeira de Baía Formosa/RN*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal.
- Vargas, M. (1978). *Introdução à Mecânica dos Solos*. São Paulo: Mc Graw-Hill do Brasil: Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Winterkorn, H.F; Fang, H.Y. (1975). *Soil Technology and Engineering Properties of Soils*. In: *Foundation Engineering Handbook*. Van Nostrand Reinhold Company, New York.

ESTUDO DE ESTABILIDADE DE TALUDES NA MINA DE SÃO LUÍS EM CATAS ALTAS/MG COMBINANDO SIG E MÉTODOS DE INVESTIGAÇÃO USUAIS

Slope stability study of São Luís mine located in Catas Altas/MG
combining GIS and usual investigation methods

Ítalo Prata de Menezes*
Oswaldo Augusto Filho**

RESUMO – Métodos de estudo de estabilidade de taludes estão bastante desenvolvidos e consolidados na Geologia de Engenharia. Paralelamente, a aplicação de ferramentas de geoprocessamento tem-se intensificado em todos os campos de conhecimento técnico-científico. Neste contexto, este trabalho objetivou desenvolver uma abordagem de estudo para caracterizar a estabilidade de taludes de mineração combinando técnicas de geoprocessamento e métodos usuais de análise geológico-geotécnica. A investigação ocorreu em duas escalas de trabalho: primeiramente uma caracterização semi-regional utilizando SIG (Sistema de Informação Geográfica) e mapas temáticos e, posteriormente, uma análise de detalhe utilizando estereogramas e cálculo de fatores de segurança determinísticos pelo método de equilíbrio-limite. A caracterização semi-regional permitiu uma compreensão da área de entorno da mina, através de parâmetros como a declividade, curvatura e a direção de vertente. As análises por estereogramas indicaram várias situações de instabilidade, sendo estas feições identificadas em campo, confirmando a susceptibilidade a estes tipos de ruptura. Da mesma forma, as análises por equilíbrio-limite apontaram fatores de segurança menores para rupturas pequenas, que afetavam poucos taludes.

SYNOPSIS – Analysis methods of slope stability are highly developed and consolidated in Engineering Geology. In addition, the application of GIS (Geographic Information System) tools has been intensified in all fields of technical-scientific knowledge. In this context, this study aimed to develop an approach to characterize the stability of mining slopes combining GIS techniques and traditional methods of geological geotechnical analysis. The investigation was developed in two scales of work: firstly, a semi regional characterization using GIS and thematic maps and, secondly, a detailed analysis, which used stereograms and limit-equilibrium. The semi-regional characterization allowed an understanding of the area surrounding the mine, through parameters such as slope, curvature and direction of slope. The stereogram analyses indicate various situations of instability whose features are identified in the field, confirming the susceptibility to these types of rupture. Similarly, the limit equilibrium analyses showed lower safety factors for small slides, which affected only a few slopes.

PALAVRAS CHAVE – Estabilidade de taludes, estereogramas, equilíbrio limite.

* Mestre em Geotecnia, EESC, Universidade de São Paulo. E-mail: italoprata@yahoo.com.br

** Professor Associado, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos – EESC-USP.
Email: oafilho@sc.usp.br

1 – INTRODUÇÃO

A utilização das ferramentas de geoprocessamento tem-se intensificado nos diferentes campos do conhecimento técnico-científico e áreas de aplicação e, em particular, no estudo de escorregamentos e processos correlatos a instabilização de taludes. Particularmente, os mapas de declividade, direção de vertente e curvatura fornecem informações importantes para a caracterização de uma área, principalmente relacionado a estudos de estabilidade. A exemplo, quanto maior a declividade maior será a parcela da componente tangencial do peso do material, favorecendo a instabilização. As declividades mais acentuadas também aumentam a energia cinética da água no escoamento superficial, induzindo o desenvolvimento de feições de instabilização na encosta ou talude (Lopes, 2007).

A curvatura permite compreender, entre outros fatores, as características da drenagem e os processos de erosão e escoamento da região. Somado a isto, o conhecimento das direções das vertentes permite também uma melhor compreensão do sistema de drenagem da região, indicando o principal sentido que a água irá percorrer e, no caso de ocorrer movimentos de massas, prever qual o sentido que o material irá percorrer, permitindo a tomada de ações preventivas.

Reis (2010) destaca ainda que as análises de estabilidade em taludes de mineração necessitam de uma ampla e abrangente investigação geotécnica das litologias locais, a clara definição prévia dos mecanismos de rutura potencialmente susceptíveis de ocorrer e os riscos e efeitos resultantes de uma eventual rutura.

Segundo Hoek e Bray (1981) os mecanismos de rutura em maciços rochosos são fortemente condicionados pelas características das descontinuidades (principalmente atitude e persistência) e por suas relações geométricas com o plano do talude. Desta forma, as ruturas mais comuns em maciços rochosos são as ruturas planares, em cunha e tombamentos. Estes autores destacam que ruturas circulares, apesar de serem típicas em solos, também podem ocorrer em maciços rochosos, quando estes se apresentam bastante fraturados.

Neste contexto, a utilização de estereogramas permite representar a relação espacial entre as atitudes das descontinuidades presentes no maciço, assim como a atitude do talude, auxiliando a previsão da geometria mais provável de instabilização para cada situação. Hoek e Bray (1981) e Goodman (1989) indicam em seus trabalhos os critérios a serem analisados para a verificação da possibilidade de ocorrer rutura utilizando projeção estereográfica. Complementando o estudo de estabilidade podem ser calculados fatores de segurança determinísticos do tipo equilíbrio-limite para avaliar a estabilidade dos taludes na mina.

2 – MATERIAIS E ETAPAS DE TRABALHO

2.1 – Caracterização da área de estudo

A área em estudo fica localizada na porção centro este de Minas Gerais, no município de Catas Altas e pertence à Empresa VALE S.A.. São ao todo três as minas que se situam na área investigada: a mina de Almas, a Tamanduá e a São Luís. Atualmente, apenas a mina de São Luís se encontra em atividade, sendo a maior entre as três.

As minas estão inseridas no Quadrilátero Ferrífero, situado no extremo sul do Cráton São Francisco contendo abundantes mineralizações de ferro e outros recursos minerais. Segundo Alkmim e Marshak (1998) a litoestratigrafia do Quadrilátero é composta por quatro unidades: Complexos Metamórficos, Supergrupo Rio das Velhas, Supergrupo Minas e o Grupo Itacolomi. A coluna estratigráfica do Quadrilátero está apresentada na Fig. 1.

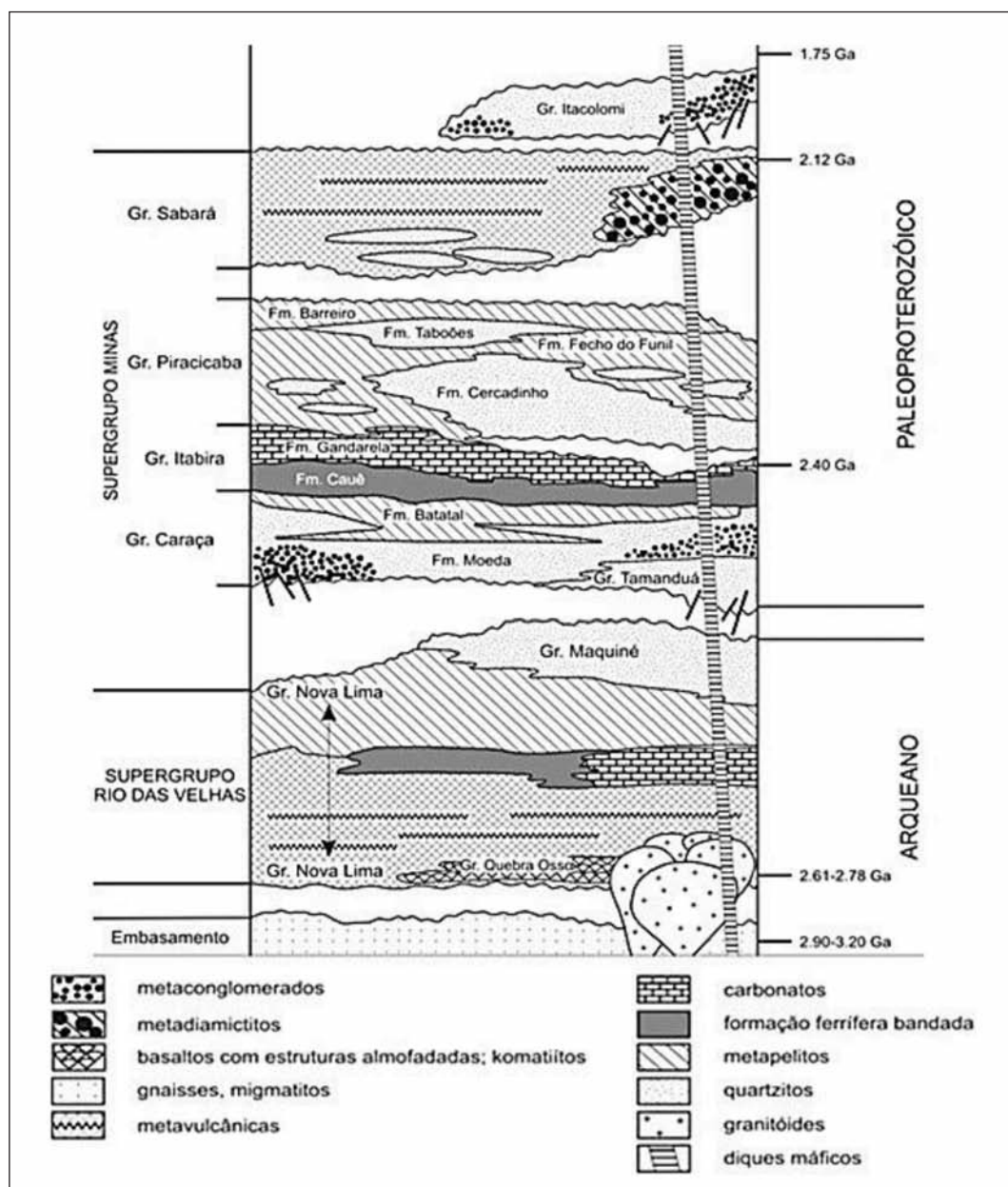


Fig. 1 – Coluna estratigráfica do Quadrilátero Ferrífero (Modificado de Alkmim e Marshak, 1998).

Na área em questão afloram as rochas do Supergrupo Rio das Velhas, Supergrupo Minas e Coberturas Cenozóicas, que geralmente correspondem à canga e depósitos aluvionares. O Supergrupo Rio das Velhas apresenta-se na região representado pelo Grupo Quebra-Ossos, constituído predominantemente por clorita-talco-xistos com níveis de serpentinitos, representando a clássica sequência de lavas ultramáficas komatiíticas arqueanas do *greenstone belt* do Quadrilátero Ferrífero. Já o Supergrupo Minas pode ser subdividido nos grupos Caraça (Formação Moeda e Batatal), Itabira (Formação Cauê) e Piracicaba Indiviso.

Geneticamente, o Grupo Caraça é composto por sedimentos clásticos depositados em ambiente de caráter fluvial evoluindo para marinho transgressivo e retornando para fluvial, e finalizando com uma deposição em ambiente marinho-plataformal (Renger *et al.*, 1993).

O Grupo Itabira é formado por sedimentos químicos e carbonáticos depositados em uma fase sedimentar caracterizada por um decréscimo no aporte de material terrígeno.

O Grupo Piracicaba é constituído por sedimentos clásticos e químicos representando um depósito do tipo deltaico originado a partir de uma sequência regressiva interrompida por uma fase transgressiva (Moraes, 1985).

A formação Cauê é a litologia predominante na área das minas, sendo o bem mineral explorado. As rochas encaixantes deste litotipo variam ao longo do corpo do minério, sendo que na mina São Luís as encaixantes predominantes são os xistos do grupo Quebra-Ossos a oeste e os filitos e quartzitos do grupo Piracicaba a leste. Na mina de Tamanduá/Almas as encaixantes do corpo de minério pertencem ao grupo Caraça, composto por filitos e quartzitos.

A área de estudo é delimitada a leste por gnaisses e a oeste pelos quartzitos do Grupo Caraça, que formam a Serra do Caraça.

Ao longo da área há a presença de coberturas de canga e de depósitos antrópicos, constituindo materiais rolados ou pilhas de estéril.

2.2 – Caracterização em escala semi-regional

A base topográfica fornecida pela VALE S.A. apresentava diferentes espaçamentos entre as curvas de nível. O primeiro passo foi dirigido a consolidação destes dados para a elaboração da base topográfica digital.

A princípio as curvas de nível foram adaptadas manualmente, para obter o melhor ajuste entre as mesmas. Em sequência foi gerado um MDT (modelo digital de terreno) do tipo TIN (triangular irregular network) utilizando o pacote de funções do *ArcGIS*. Este TIN foi transferido para o formato *raster*, sendo então utilizado para gerar as curvas de nível com espaçamento de 5 em 5 metros. Contudo este modelo ainda apresentava incoerências, indicando altas declividades onde visualmente o relevo era plano, entre outras. Foi realizado um novo ajuste manual destas curvas, removendo estas falhas e, posteriormente, foi elaborado um novo MDT.

Este novo MDT serviu de base para gerar a base topográfica final para a região e os mapas temáticos neste estudo, sem apresentar os defeitos que foram verificados nas bases topográficas anteriores.

2.2.1 – Validação do MDT

O MDT elaborado foi validado por dois métodos distintos: uma validação qualitativa e uma quantitativa. A primeira foi realizada gerando curvas de nível de 5 em 5 metros e sobrepondo às curvas de nível originais, sendo feito uma verificação visual entre o encaixe das mesmas.

Para a validação quantitativa foi gerada uma malha de pontos espaçados de 500 metros sobre toda a área investigada e aferidos os valores de cota das curvas de nível originais e os valores obtidos através do MDT elaborado. Através destes valores foi calculado o *Root Mean Square Error* (RMS) utilizando a equação 1 (Silva, 1999). Esta malha de pontos foi designada para realizar a validação de um mapa em escala semi-regional, para remover os erros que pudessem ser detectáveis em um mapa na escala de 1:10 000.

$$RMS = \sum \sqrt{\frac{(Z_0 - Z_1)^2}{N}} \quad (1)$$

Z_0 – valor de cota da topografia inicial;

Z_1 – valor de cota obtido do MDT;

N – número de pontos amostrados.

2.2.2 – Elaboração dos mapas temáticos

Para a delimitação das bacias hidrográficas e a rede de drenagens foi empregado o pacote de funções disponibilizado no programa *ArcGIS*. Os resultados obtidos através destes mapas foram balizados com a topografia e a imagem de satélite da região, juntamente com a rede de drenagem disponibilizada pela Vale.

Foi gerado o mapa de declividade da área e o mesmo foi subdividido em 3 intervalos distintos: declividade baixa (0° a 17°), declividade moderada (17° a 30°) e alta declividade (30° a 72°).

O mapa de curvatura foi dividido em três tipos: côncava, plana e convexa, utilizando para a individualização de superfícies planas o intervalo contido entre 1% do valor máximo e mínimo de curvatura encontrado para a área.

Para entender melhor os fluxos de água na área foi gerado o mapa de direção de vertente que mostra o fluxo descendente em cada célula. A Fig. 2 apresenta um fluxograma com os passos adotados para a geração dos mapas temáticos.

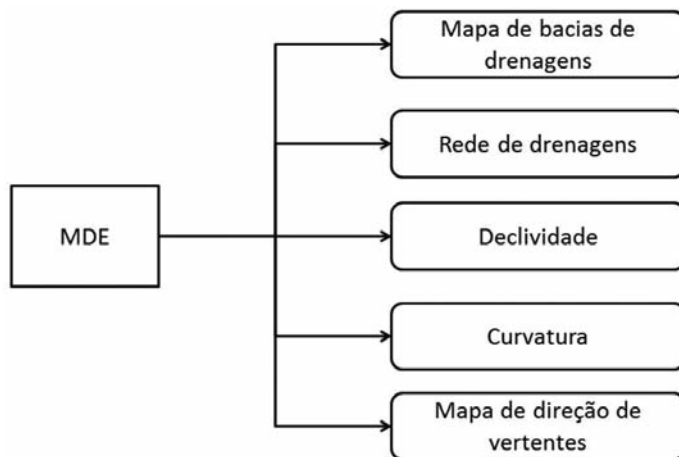


Fig. 2 – Fluxograma de geração dos mapas temáticos.

2.3 – Caracterização em escala de detalhe

2.3.1 – Seleção da mina para estudo de detalhe

A partir da análise dos mapas temáticos, juntamente com os dados de campo, foi selecionada uma cava para prosseguir com as análises de detalhe. Alguns dos critérios utilizados foram:

- Maior mina do complexo;
- Apresenta diferentes direções de vertentes, ou seja, maior variação na direção dos taludes podendo ser analisadas diferentes seções com ângulos de taludes diferentes;
- Única mina em atividade no período em que esta pesquisa foi realizada, consequentemente apresentando os taludes e bancadas em melhores condições;
- Mina que apresenta a maior quantidade de dados estruturais adquiridos;
- Apresenta valores de declividades mais elevados.

2.3.2 – Definição das seções para o estudo de detalhe

Foram definidas três seções, com o objetivo de cobrir toda a extensão da mina analisada. Estas seções foram traçadas perpendicularmente às direções de taludes possibilitando a realização de análises sobre o comportamento das principais descontinuidades presentes no maciço, considerando algumas das diferentes direções de taludes que ocorrem ao longo da mina em questão.

2.3.3 – Investigações de campo

Os trabalhos de campo foram realizados em duas etapas. Ao longo da primeira etapa foram marcados pontos de 50 em 50 ou de 100 em 100 metros, onde foi realizado o levantamento do grau de resistência e alteração, da direção e mergulho do talude, do bandamento e das principais descontinuidades presente em cada ponto. A segunda etapa de campo foi realizada após as análises semi-regionais e teve foco no mapeamento de seções pré-estabelecidas na mina de São Luís, objetivando realizar um estudo de estabilidade de taludes. Nesta segunda parte foi utilizada a classificação do perfil de alteração proposta por Vaz (1996), apresentada no Quadro 1.

Quadro 1 – Classes de perfil de alteração propostas por Vaz (1996).

Classe	Descrição	Método	
		Escavação	Perfuração
SE	Solo eluvial	Lâmina de aço	Trado ou percussão
SA	Solo de alteração	Lâmina de aço	Trado ou percussão
RAM	Rocha alterada mole	Escarificador	Percussão com lavagem
RAD	Rocha alterada dura	Explosivo	Rotativa
RS	Rocha sã	Explosivo	Rotativa

Os parâmetros geotécnicos utilizados foram baseados nos relatórios de Geoestrutural (2005), e estão resumidos no Quadro 2.

Quadro 2 – Parâmetros de projeto fornecidos pela VALE S.A. e adotados neste estudo.

Litotipo	Classe de alteração (Vaz, 1996)	Peso específico (kN/m ³)	Envoltória de resistência efetiva			
			Paralelo à foliação		Oblíquo à foliação	
			c' (kN/m ²)	φ' (Graus)	c' (kN/m ²)	φ' (Graus)
Formação Cauê (Itabiritos silicosos)	RAM	30	30	30	80	38
	RAM/RAD	30	30	32	150	40
	RS	30	-	-	300	45

2.3.4 – Análises com o emprego de projeção estereográfica

A partir dos dados coletados em campo das estruturas presentes no maciço foram confeccionados estereogramas das estruturas geológicas apresentando as principais direções das juntas e dos planos de bandamento e foliação. Baseado nas interações destas estruturas com os planos de talude principais foram avaliadas as possibilidades de ocorrências de instabilidades, segundo os métodos propostos por Hoek e Bray (1981) e Goodman (1989).

2.3.5 – Análise pelo método de equilíbrio limite

Para análise de rutura pelo método de equilíbrio limite foi selecionada a seção 3 dentre as três realizadas. Esta seção foi escolhida utilizando as informações obtidas durante as etapas de campo, objetivando simular uma situação mais crítica para o estudo.

Foram utilizados os programas WinStabl e Slide para as análises, considerando 3 cotas piezométricas distintas devido à escassez de dados de nível de água na área. Para o WinStabl foram pesquisadas 50 superfícies de rutura, sendo que o programa indica as 10 mais críticas. Já utilizando o Slide, a pesquisa de superfícies de rutura foi mais abrangente, atingindo até 5000 superfícies diferentes. Os fatores de segurança para ambos os programas foram calculados a partir dos métodos de Janbu simplificado e de Bishop.

3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 – Análise semi-regional

3.1.1 – Validação do MDT

A partir do procedimento de edição da base topográfica disponível, foi elaborado um novo MDT para a região. O processo de edição e adequação das curvas de nível produziu um MDT contínuo, sem variações abruptas de cotas como ocorria ao longo das junções das diferentes topografias fornecidas.

3.1.1.1 – Validação qualitativa

A análise qualitativa apresenta uma boa coincidência do traçado entre a topografia original e a interpolada a partir do MDT, sendo que alguns pequenos desvios são provenientes apenas pelo processo de suavização das curvas de nível. A Fig. 3 apresenta esta comparação em um setor da área investigada.

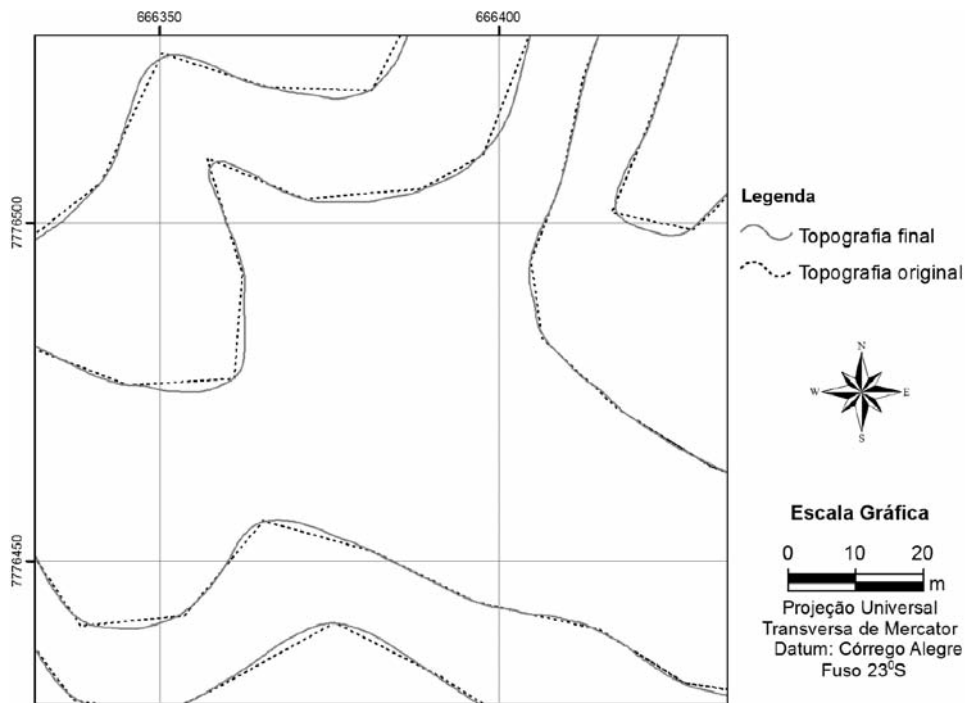


Fig. 3 – Trecho da área investigada mostrando curvas de nível de 5 em 5 metros originais e após ajustes no MDT.

3.1.1.2 – Validação por métodos quantitativos

Pela análise quantitativa, foi obtido um RMS médio de 0,739. Contudo, analisando individualmente o RMS, observa-se que poucos pontos tiveram uma variação muito grande entre os valores de cota finais e iniciais, como pode ser observado pelo gráfico da Fig. 4.

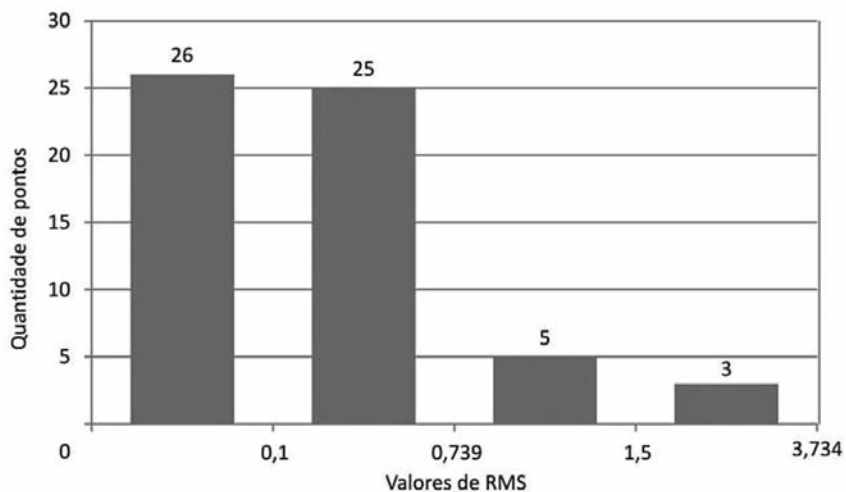


Fig. 4 – Histograma apresentando a quantidade de pontos inseridos em alguns intervalos de valores de RMS.

Dos 59 pontos amostrados, 51 apresentam RMS individuais inferiores ao valor médio e, em 26 pontos, a variação é igual ou inferior a 0,1 metros. Apenas 8 pontos possuem valores de RMS superiores ao valor médio calculado, concluindo-se então que uma pequena quantidade de pontos apresenta valores de RMS elevados, aumentando consideravelmente o RMS médio.

Analisando a distribuição dos pontos com altos valores de RMS, verificou-se que eles estão concentrados dentro das minas e na área administrativa, onde os dados topográficos disponíveis são por pontos cotados.

3.1.2 – Mapas temáticos

3.1.2.1 – Mapa de bacias hidrográficas

Utilizando o SIG foram identificadas 6 bacias hidrográficas, nomeadas a partir de sua posição relativa na área pesquisada e apresentadas na Fig. 5. Observa-se que a própria área da mina São Luís serve como um divisor de águas local, estando seus limites próximo da divisão da bacia sudoeste e centro. Além disto, está inserida em duas bacias que vertem para leste. A mina de Tamanduá/Almas tem a maioria de sua área inserida na bacia central, no quais águas vertem praticamente leste e são captadas por uma barragem. A extensão de cada bacia é apresentada no Quadro 3.

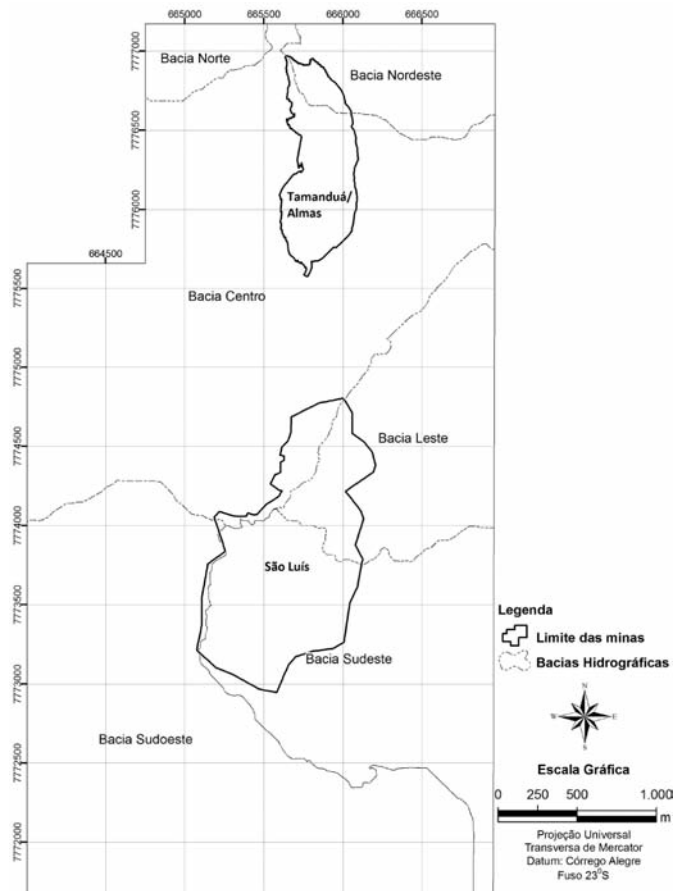


Fig. 5 – Mapa de localização das bacias hidrográficas.

Quadro 3 – Área de abrangência das bacias da região da mina e entorno.

Nome	Área	
	(m ²)	(%)
Nordeste	794 405	5,2
Centro	5 518 826	36,4
Leste	1 610 129	10,6
Sudoeste	4 359 905	28,7
Sudeste	2 590 075	17,1
Norte	296 419	2,0
<i>Total</i>	<i>15 169 759</i>	<i>100</i>

3.1.2.2 – Mapa de declividade

Foram definidas 3 faixas de intervalos contínuos de graus para a declividade, baseadas no valor mínimo e máximo obtido para a região estudada. Observa-se o predomínio do intervalo de declividade baixa na área estudada, principalmente na porção sul, e perfazendo 51,9% da área total. Valores de declividades altas concentram-se principalmente dentro das minas, caracterizando os taludes, e próximo a Serra do Caraça, que se localiza a oeste no mapa. O Quadro 4 aponta a área ocupada por cada um dos intervalos estabelecidos, e individualizando-os também por bacias hidrográficas.

Quadro 4 – Área e porcentagem referentes às diferentes declividades apresentadas na região.

Declividade	Área por bacia (%)						Área total	
	Norte	Nordeste	Leste	Centro	Sudoeste	Sudeste	(m ²)	%
0% - 17%	32,2	42,9	69,6	35,1	61,3	66,0	7 877 111	51,9
17% - 30%	49,3	40,9	22,4	42,8	21,8	24,7	4 784 240	31,5
30% - 72%	18,6	16,2	8,0	22,1	17,0	9,3	2 508 408	16,5

3.1.2.3 – Mapa de curvatura

Foi analisada a distribuição espacial deste atributo para a área total investigada e individualmente por bacias hidrográficas. Segundo o mapa de curvatura, superfícies planas são predominantes na região, representando 48,3% da área total, já encostas côncavas e convexas apresentam valores próximos, perfazendo 25,4% e 26,3%, respectivamente. O Quadro 5 a seguir resume os valores das áreas cobertas por cada tipo de vertente e suas porcentagens, incluindo os valores de porcentagens presentes em cada bacia hidrográfica.

Quadro 5 – Área e porcentagem dos tipos de curvatura presentes nos taludes e encostas da região.

Curvatura	Área por bacias (%)						Área total	
	Nordeste	Centro	Leste	Sudoeste	Sudeste	Norte	(m ²)	%
Côncavo	28,7	28,8	22,9	21,1	25,7	28,2	3 851 926	25,4
Plano	39,6	39,2	56,0	58,2	49,8	38,7	7 320 875	48,3
Convexo	31,7	32,0	21,1	20,7	24,5	33,1	3 996 958	26,3

O mapa de curvatura não apresenta uma boa consistência na área das minas, não sendo possível delimitar precisamente um padrão de taludes côncavos, planos e convexos. Deve-se isto à atividade antrópica constante e é dificultado pela escala da análise. Contudo, no entorno da mina, é possível identificar precisamente os perfis côncavos das encostas, que coincidem com o padrão de drenagem da área.

3.1.2.4 – Mapa de direção de vertente

Devido à presença da Serra da Canastra a oeste da área investigada, grande parte da drenagem verte para leste. Na área das minas a direção de fluxo apresenta-se um pouco mais difusa, devido a ser uma área com grande atividade humana. Contudo nesta região ainda é predominante o fluxo na direção leste e sudeste.

Analisando o Quadro 6, verifica-se que aproximadamente 57% da região possui vertentes nas direções leste, nordeste e sudeste, enquanto que cerca de 19% vertem para os lados opostos: oeste, noroeste e sudoeste. As direções norte e sul são responsáveis por 22,5% da área de drenagem, com cada uma destas direções correspondendo a aproximados 11% da área total.

Quadro 6 – Área coberta e porcentagem com direções de vertente na região de estudo.

Direção de vertente	Área por bacia (%)						Área total	
	Nordeste	Centro	Leste	Sudoeste	Sudeste	Norte	(m ²)	%
Norte	8,5	12,3	14,8	7,8	13,3	11,5	1 703 288	11,2
Nordeste	21,5	22,0	37,2	8,1	11,8	28,1	2 725 824	18,0
Leste	27,3	24,1	25,2	15,8	21,8	34,2	3 307 992	21,8
Sudeste	14,6	17,6	9,5	20,3	22,1	4,4	2 713 590	17,9
Sul	11,6	11,8	4,4	13,4	12,3	0,0	1 716 217	11,3
Sudoeste	7,9	4,2	1,6	11,1	7,3	0,1	991 802	6,5
Oeste	3,9	2,4	2,2	13,7	4,8	3,6	934 559	6,2
Noroeste	4,7	5,7	5,1	9,7	6,6	18,0	1 076 487	7,1

3.2 – Análise de detalhe

Na mina São Luís predomina RAM com nódulos de RAD/RS métricos. Estes nódulos estão distribuídos de forma aleatória, tanto em superfície quanto em profundidade, como mostram dados de sondagem. Devido aos grandes eventos tectônicos que afetaram esta região, as rochas que afloram na mina apresentam um elevado grau de deformação. Em alguns pontos as rochas encontram-se bastante deformadas, gerando estruturas em lápis.

Plotando as atitudes de bandamento coletados em campo verifica-se que o bandamento possui orientação geral N17°E; 53°SE. O bandamento é uma feição estrutural importante, presente em todo material. Contudo, esta feição é mais marcante nos itabiritos friáveis.

Os dados coletados de descontinuidades indicam 3 famílias de fraturas, A família mais marcante (F_1) apresenta atitude geral N85°W; 88°NE, com mergulho de alto ângulo variando entre norte e sul. A segunda família de fraturas (F_2) apresenta orientação geral N18°E; 42°SE e a terceira (F_3) N57°W; 66°NE.

Por fim, os taludes dentro da mina São Luís possuem orientações diversas, contudo apresentam uma atitude preferencial geral N17°E; 54°SE e secundária N66°W; 55°SW. Analisando os taludes em geral, observa-se que a inclinação praticada na mina fica entre 50° e 70°, totalizando aproximadamente 63% do total dos taludes, como pode ser observado pelo gráfico da Fig. 6.

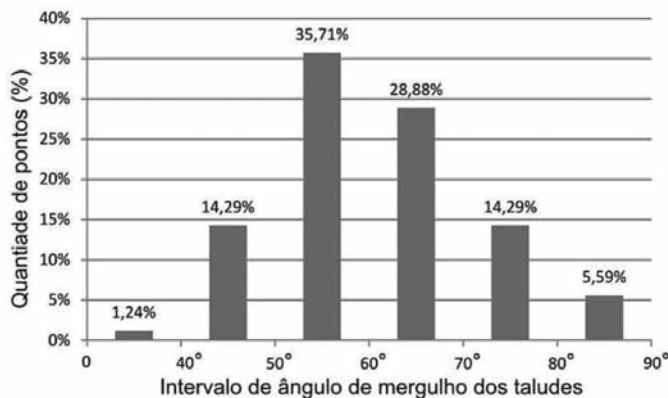


Fig. 6 – Gráfico da concentração de pontos por faixas de inclinação na mina de São Luís.

3.2.1 – *Ruturas planares*

Observa-se que na mina São Luís as atitudes das fraturas não representam um risco a este tipo de rutura, por não satisfazer a condição de paralelismo (o plano sobre o qual o deslizamento ocorre deve formar um ângulo não superior a 20°) às direções gerais dos taludes conforme o critério proposto por Hoek e Bray (1981).

Entretanto, a orientação do bandamento satisfaz esta condição em relação à orientação do talude T_1 (N17°E; 54°SE) e possui ângulo menor que o do mesmo. Desta forma este tipo de rutura é passível de acontecer, como pode ser observado pelo estereograma da Fig. 7. Além disto, o plano de fratura F_1 pode atuar como plano de liberdade para este tipo de deslizamento. Contudo, em campo não foram identificados deslizamentos desta natureza. O que se observa é um deslocamento centimétrico em alguns taludes, provavelmente devido as bandas serem milimétricas a centimétricas e ao espaçamento entre as fraturas da família F_1 ser relativamente pequeno. Como foi considerado a rutura planar ao longo do bandamento, o ângulo de atrito utilizado foi de 38°.

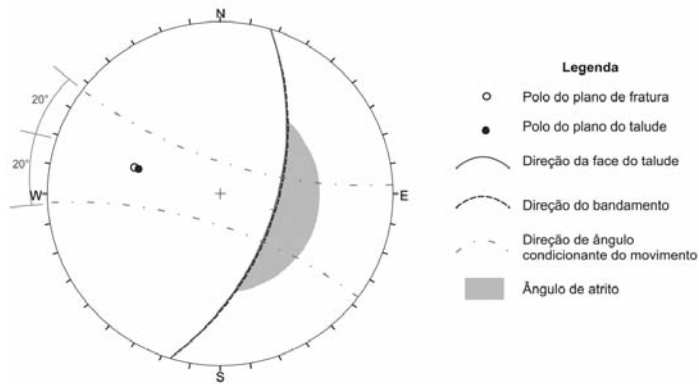


Fig. 7 – Análise de rutura planar para o talude T₁ (N17°E; 54°SE).

3.2.2 – Ruturas em cunha

Como mostra o estereograma da Fig. 8, para o talude T₂ (N66°W; 55°SW) não ocorre o risco de rutura deste tipo, já que as intersecções dos planos estão em direções opostas à direção da reta de maior declive deste talude.

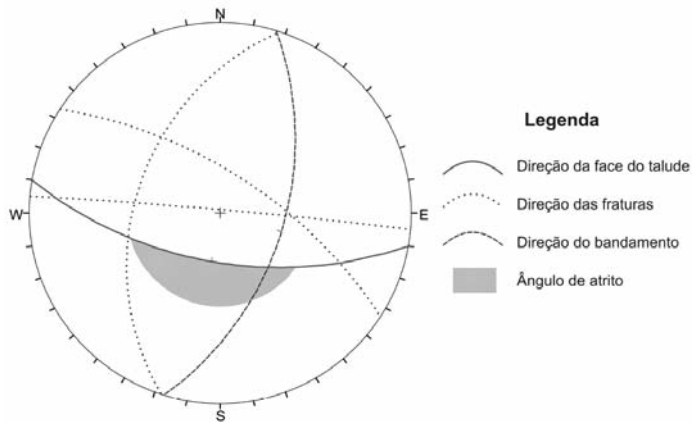


Fig. 8 – Análise de rutura em cunha para o talude T₂ (N66°W; 55°SW).

Entretanto, analisando o estereograma da Fig. 9, o talude T₁ que é o mais frequente na cava, apresenta intersecção de três planos capazes de gerar o deslizamento deste tipo.

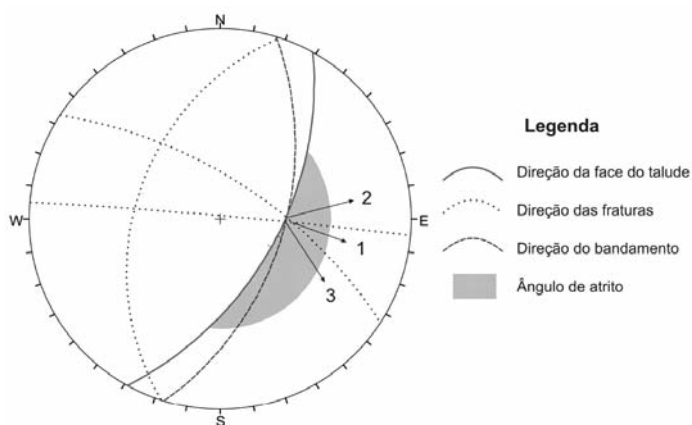


Fig. 9 – Análise de rutura em cunha para o talude T₁ (N17°E; 54°SE).

A linha de intersecção 1 possui direção S01°E; 49° e é gerada pelo plano de fratura N85°W; 88°NE com o N57°W; 66°NE. As outras direções de rutura são geradas pela intersecção destes planos com o bandamento e possuem direção N90°E; 52° (2) e S01°E; 52° (3).

As linhas de intersecções possuem direção e mergulho subparalelos ao talude. Isto faz com que a rutura também possua um alto valor de mergulho, o que aumenta a chance da rutura se dar de forma abrupta. O ângulo de atrito considerado nesta análise foi o mesmo adotado para ruturas paralelas ao bandamento (38°) devido a não se ter os valores de ângulo de atrito de cada família de fratura.

3.2.3 – Ruturas por tombamento

Analisando as famílias de descontinuidades principais e a orientação geral do bandamento, não há o risco de tombamento para o talude de atitude N17°E; 54°SE (Fig. 10), já que o polo de nenhuma descontinuidade encontra-se próxima ou inserida na área hachurada.

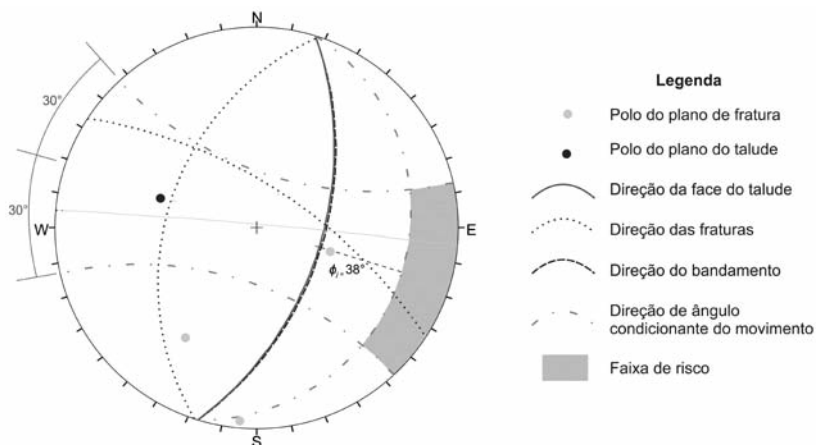


Fig. 10 – Análise de rutura por tombamento para o talude T₁ (N17°E; 54°SE).

Já para o talude T₂, a família de fratura F₁ oferece alto risco de tombamento, por estar inserida na área de risco. A família de fraturas F₃ oferece risco moderado, já que não se encontra inserida nesta área. Contudo, devido à proximidade do polo com esta faixa, a variação que ocorre ao longo da mina da atitude das fraturas e do talude pode gerar situações de instabilização (Fig. 11).

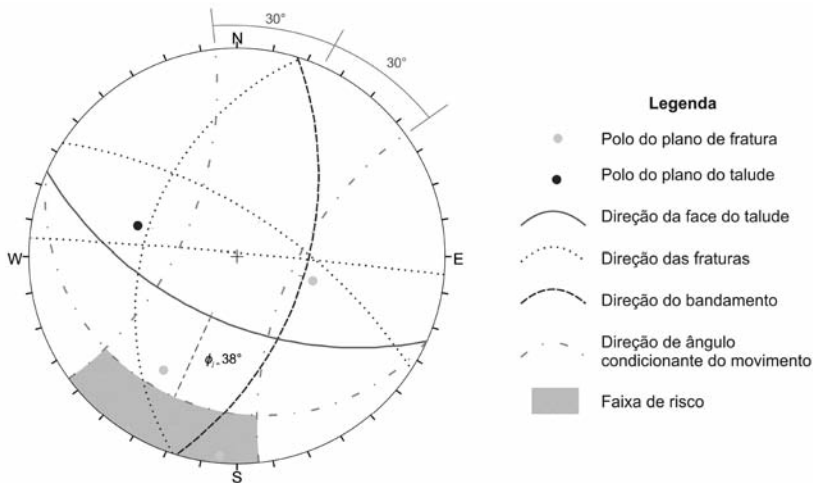


Fig. 11 – Análise de rutura por tombamento para o talude T₂ (N66°W; 55°SW).

3.2.4 – Análise de estabilidade de taludes pelo método de equilíbrio limite

Para as análises utilizando o método de equilíbrio limite, foi selecionada a seção 3. Esta seção possui direção aproximadamente perpendicular à orientação do bandamento, logo, esta estrutura apresentaria mergulho aparente o mais próximo do real. Também podemos adotar que, nesta seção, os esforços ao longo da rutura representam uma situação na qual os parâmetros de ângulo de atrito e coesão obtidos se encontram nas condições mais críticas, paralela à direção do bandamento.

Devido a escassez de informações sobre o nível de água, foram consideradas 3 situações distintas dentro da mina São Luís. Primeiramente, Geoestrutural (2005) indica que a cota do nível de água na mina de Tamanduá encontra-se em torno de 850 metros e adota este valor para os itabiritos desta área. Também foram simuladas análises de estabilidade para um aumento do NA para 950 e 1000 metros. Os resultados dos ensaios estão resumidos no Quadro 7.

Quadro 7 – Análises de estabilidade para a seção 3.

Classe maciço	Parâmetros			Nível de água (m)	Fatores de segurança mínimos			
	Relação com a foliação	c' (kN/m ²)	φ' (Graus)		WinStabl*	Slide*	Slide**	
							Janbu simplificado	Bishop simplificado
IV	Oblíquo	150	40	850	2,72	2,72	2,56	2,76
IV	Paralelo	30	32	850	1,81	1,78	1,55	1,66
V	Oblíquo	80	38	850	2,38	2,36	2,17	2,29
V	Paralelo	30	30	850	1,68	1,66	1,44	1,55
V	Paralelo	30	30	950	1,64	1,63	1,44	1,55
V	Paralelo	30	30	1000	1,42	1,33	1,00	1,14

*Pesquisa de 50 superfícies de rutura

**Pesquisa de 5000 superfícies de rutura

Ambos os programas indicaram superfícies de ruturas semelhantes, com FS próximos, validando as análises realizadas. As análises mostram fatores de segurança mais críticos para a ocorrência de ruturas menores, ou seja, aquelas que afetam poucas bancadas, como apresentado na Fig. 12. Este dado é corroborado pelas investigações em campo, onde foram identificadas apenas ruturas localizadas. Os principais processos de instabilização que foram identificados estão relacionados às famílias de fraturas que afetam o maciço, realçando a importância de uma análise cinemática utilizando estereogramas.

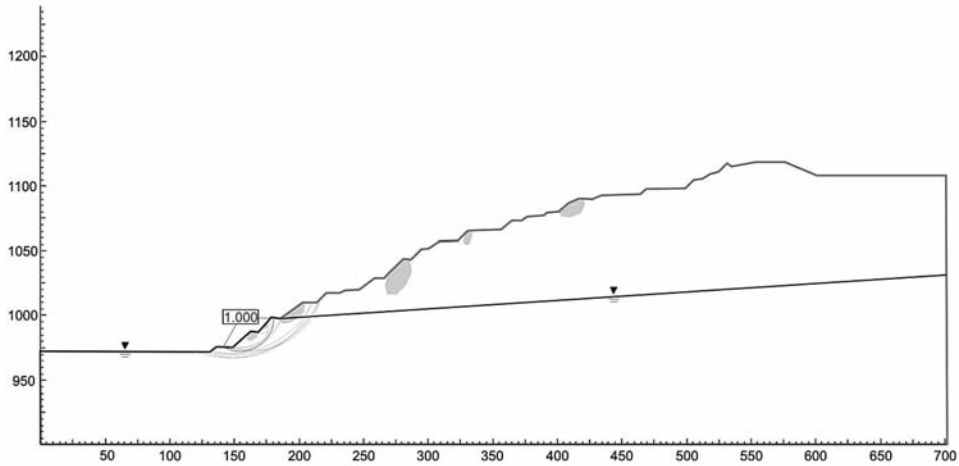


Fig. 12 – Pesquisa de superfícies utilizando Slide para NA na cota de 1000 metros.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O método de análise utilizado possibilitou uma compreensão da área em que as minas se situam, fornecendo informações importantes para o planejamento do avanço da mina. O conhecimento das declividades da região, assim como o comportamento e as principais direções de vertentes, permite que sejam realizadas interferências sobre o ambiente de forma prática e direta, maximizando o tempo e recursos investidos e diminuindo impactos gerados sobre a natureza.

Analisando em estereogramas estas discontinuidades, juntamente com o bandamento e as principais direções de taludes, identificaram-se situações em que suas interações possibilitam a instabilização, seja tombamento, movimento em cunha ou deslizamento planar, sendo várias destas feições observadas em campo.

Foram realizadas apenas análises por equilíbrio limite investigando ruturas circulares, fato evidenciado pelas ruturas que foram identificadas ao longo da mina. Apesar do maciço apresentar anisotropia, o material se comporta principalmente como uma rocha extremamente alterada, sendo facilmente fragmentada pela pressão dos dedos. Desta forma, como o bandamento é uma superfície de fraqueza que ocorre em toda uma direção da rocha, é esperado que assim que a rutura tenha início, a superfície de rutura tende a seguir este plano preferencial, e por este motivo foi considerado o ângulo de atrito e coesão ao longo desta superfície. Apesar destas análises de estabilidade não especificarem necessariamente as superfícies de rutura mais prováveis, indicam o ponto mais provável de início da rutura e a quantidade de material mobilizado em um eventual deslizamento.

As análises por equilíbrio limite indicaram que os menores fatores de segurança apresentados são relativos a ruturas que afetam poucos taludes da cava. As ruturas que atingem toda a seção

analisada apresentaram fatores de segurança muito altos, indicando que é improvável que uma rutura deste tipo ocorra. Entretanto, mesmo sendo consideradas pequenas superfícies de instabilização, os valores de fator de segurança identificados foram relativamente altos, caso não ocorra a influência do nível de água. Isto corrobora com os resultados obtidos a partir da análise dos estereogramas, e o que foi identificado em campo. Comparando os métodos simplificados de análise, o método de Janbu apresentou valores de FS inferiores ao método de Bishop. Além disto, ambos os métodos indicaram menor valor do FS para superfícies distintas, reforçando a importância da utilização de diferentes abordagens no estudo de caracterização da estabilidade.

Comparando os resultados obtidos, o presente método atendeu aos objetivos propostos, dentro da intenção deste trabalho que é a caracterização e estudo de estabilidade de taludes por diferentes abordagens, envolvendo uma análise do contexto semi-regional da mina e uma caracterização de detalhe.

5 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a VALE S.A. por ceder gentilmente as informações utilizadas nesta pesquisa.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alkmim, F.F.; Marshak, S. (1998). *Transamazonian Orogeny in the Southern São Francisco Craton Region, Minas Gerais, Brazil: evidence for Paleoproterozoic collision and collapse in the Quadrilátero Ferrífero*. Precambrian Research, v.90, pp. 29-58.
- Geoestrutural (2005). *Complexo Fazendão Mina São Luís Tamanduá-Almas. Análises de estabilidade dimensionamento dos taludes*. Relatório técnico interno. Catas Altas, MG. 90 p.
- Goodman, R.E. (1989). *Introduction to rock mechanics*. 2nd ed., John Wiley & Sons, New York. 562p.
- Hoek, E.; Bray, J.W. (1981). *Rock Slope Engineering*. Institute of Mining and Metallurgy, London.
- Lopes, A.P.R. (2007). *Mapeamento do potencial de instabilização de taludes rodoviários usando SIG e seções geológico-geotécnicas de campo com aplicação na rodovia SP-310*. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 138p.
- Moraes, M.A.S. (1985). *Reconhecimento de fácies sedimentares em rochas metamórficas da região de Ouro Preto, Minas Gerais*. In: SBG, Simp. Geol. Minas Gerais, 3. Belo Horizonte, Anais, pp. 84-93. (Boletim 5).
- Reis, R.C. (2010). *Estudo de estabilidade de taludes da mina de Tapira – MG*. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – NUGEO Universidade Federal de Ouro Preto, 95p.
- Renger, F.E.; Suckau, V.E.; Silva, R.M.P. (1993). *Sedimentologia e análise de bacia da Formação Moeda, Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brasil*. In: Simpósio de Geologia de Minas Gerais, 7. Belo Horizonte: 1993. Anais. Belo Horizonte, SBG:1993, pp.41-45.
- Silva, A.B. (1999). *Sistemas de Informações Geo-referenciadas*. Editora da Unicamp. Campinas. 250p.
- Vaz, L.F. (1996). *Classificação Genética dos Solos e dos Horizontes de Alteração de Rocha em Regiões Tropicais*. Solos e Rochas, São Paulo. 19 (2), pp. 117-136.

CRITÉRIOS PARA DETERMINAR O TEOR EM CIMENTO NO SOLO PARA USO COMO CAMADA DE PAVIMENTO

Criteria for determining the cement content in soil-cement pavement layers

Saul Barbosa Guedes*

Roberto Quental Coutinho**

António Viana da Fonseca***

RESUMO – Em locais onde há falta de agregados e os solos não atendem os critérios técnicos, ou quando se pretende fazer, com solos, uma camada resistente, recorre-se à estabilização dos solos. Dentre os materiais utilizados neste tipo de processo o cimento é o mais utilizado por proporcionar uma maior viabilidade técnica e econômica. Neste trabalho será feita uma abordagem sobre os critérios técnicos que devem ser aplicados e analisados para determinar o teor ótimo de cimento a ser incorporado ao solo para uso da mistura como material para camada de pavimento, uma vez que os critérios atualmente utilizados baseiam-se apenas em valores obtidos a partir de ensaios de resistência à compressão simples e durabilidade por molhagem e secagem, os quais não são por si suficientes para analisar o comportamento do material estabilizado diante a presença do intemperismo local.

SYNOPSIS – In sites with lack of aggregates and with soils that do not meet the technical criteria, or for building with soil a resistant layer, soil stabilization techniques can be applied. Among the materials employed in this type of process, cement is the most used since it provides greater technical and economic feasibility. This work will discuss the technical criteria to be applied and analysed to determine the optimum cement content to be incorporated into the soil for use of the mixture as pavement layer material. The criteria currently used are based only on values obtained from tests of compressive strength and durability by wetting and drying, which are not sufficient to analyse the behaviour of the stabilized material under the effect of local weathering.

PALAVRAS CHAVE – Critérios técnicos, teor de cimento, pavimento.

1 – INTRODUÇÃO

De acordo com Ingles e Metcalf (1972) a estabilização de solos é uma técnica por meio da qual se busca uma melhoria das características do comportamento do solo, principalmente em termos de resistência, deformabilidade, durabilidade e permeabilidade.

A estabilização dos solos constitui uma área específica da engenharia geotécnica, mais particularmente estudada pela engenharia rodoviária, cuja aplicação em outras áreas vem se expandindo nas últimas décadas.

* Professor Assistente 1, Universidade Federal de Campina Grande. E-mail: saulbguedes@yahoo.com.br

** Professor Associado 4, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco. E-mail: rqc@ufpe.br

*** Professor Associado com Agregação, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. E-mail: viana@fe.up.pt

De acordo com Alcântara (1995), a gama de aditivos químicos utilizados na estabilização de solos é vasta, indo desde os produtos tradicionais como cal, cimento e betume, passando por produtos comerciais nacionais e internacionais e incluindo até materiais alternativos como os obtidos de materiais regionais ou de subprodutos de processamentos industriais.

Dentre os aditivos químicos citados, o cimento é o produto mais utilizado no processo de estabilização por apresentar vantagens tais como maior disponibilidade no mercado, menor custo de aquisição, maior praticidade no processo de homogeneização e forte influência na ligação dos grãos de solo diante o intemperismo.

Entretanto, os critérios atualmente utilizados para determinar o teor eficaz em cimento num agregado ou solo, para utilização da mistura como camadas de pavimento, baseiam-se apenas nos ensaios de resistência à compressão simples e durabilidade. Porém, existem outros tipos de ensaios os quais proporcionam melhores análises por serem mais realísticos.

Neste trabalho são abordadas as técnicas que devem ser adotadas atualmente, para obter uma maior precisão na dosagem do teor de cimento em solos ou agregados.

Os autores do presente trabalho acreditam que as descrições a seguir são de grande interesse para a comunidade acadêmica, uma vez que existem inúmeros trabalhos sendo desenvolvidos incorporando o cimento em sua matriz como produto de estabilização, principalmente se o destino da mistura for para uso em camada de pavimento.

2 – REVISÃO DE LITERATURA

2.1 – Técnicas de estabilização dos solos por meio do processo químico

A estabilização química dos solos se insere como uma notória técnica de melhoria das propriedades de engenharia dos solos, mostrando-se como uma solução promissora dentro da realidade nacional, induzindo à necessidade de estudos sobre as propriedades geotécnicas dos solos naturais e misturas estabilizadas.

Pereira (2005) classifica os aditivos químicos em três grupos, a saber:

- a) Comerciais Tradicionais – são os aditivos mais utilizados nas construções, objeto de inúmeras observações de laboratório e de campo para uma vasta gama de solos; são eles a cal, o cimento Portland e os materiais betuminosos;
- b) Comerciais Não Tradicionais Patenteados – são exemplos: Con-Aid, ISS 2500 (Ionic Soil Stabilizer), Perma-Zyme, Consolid, DS 328 (produto brasileiro), Dynacal (produto brasileiro), Enzymatic, Terra Fix, EMC², RBI Grade 81, etc.;
- c) Produtos Alternativos – são produtos já testados na estabilização de solos, mas que não são específicos para esse fim, por exemplo: hidróxido de sódio (soda cáustica), cloreto de cálcio, cloreto de sódio, resorcinol formaldeído, acrilato de cálcio, ácido fosfórico, etc.

2.2 – Estabilização de solos com o uso do cimento

Na literatura consta que a mistura solo-cimento foi utilizada pela primeira vez em 1800, no Sul da Inglaterra, como tratamento de leito de estradas e caminhos para veículos tracionados por cavalo, sendo precursor dessa mistura o engenheiro inglês H. E. Brook-Bradley (Portland Cement Association – PCA, 1960).

O emprego de solo-cimento no Brasil iniciou-se na década de 1940, em São Paulo, devido ao acelerado crescimento do interior do estado e conseqüente necessidade de ampliação da malha rodoviária (Senço, 2001).

De maneira geral, a adição do cimento ao solo produz modificações substanciais em suas propriedades. A maior ou menor influência desta adição no comportamento mecânico da mistura resultante depende de características específicas do próprio solo, do teor em cimento incorporado, quantidade de água adicionada, forma e grau de compactação aplicado, período de cura estabelecido, temperatura atuante, entre outros (Feuerharmel, 2000).

Lima *et al.* (1993) relatam da seguinte maneira o efeito do cimento nos solos:

- nos solos granulares destina-se principalmente a desenvolver ligações nos contatos intergranulares, aumentando a coesão da mistura;
- nos solos finos os grãos de cimento comportam-se como núcleos, aos quais aderem as partículas que os rodeiam, formando regiões de material floculado que apresentam ligações oriundas dos fenômenos de cimentação.

Ainda segundo Lima *et al.* (1993) todo e qualquer solo pode ser estabilizado com cimento, no entanto, é regra básica que o teor em cimento empregado aumenta com o teor de argila, o que torna os solos arenosos mais favoráveis economicamente a este tipo de estabilização.

O cimento tem a função de desenvolver uma estrutura capaz de minimizar os efeitos das variações de umidade do solo, que desenvolvem grandes forças de tração e compressão no interior de massas porosas.

De acordo com Branco *et al.* (2008) existem duas maneiras para a utilização deste tipo de estabilização. Uma com pequena quantidade de cimento, 3,0 ou 4,0 %, em que se visa essencialmente diminuir a suscetibilidade do solo à água, e aumentar a resistência, embora ligeiramente; trata-se, portanto da técnica chamada de “solo melhorado com cimento”. Outra, com dosagens de cimento maiores conduzindo a um material de resistência elevada, denomina-se “solo-cimento”.

A mistura solo-cimento é o fruto da conjugação do solo, do cimento e da água, em proporções determinadas em ensaios de laboratório, e de um processo construtivo que leva estes elementos misturados a uma massa específica também fixada em laboratório (Lima *et al.*, 1993).

O estabelecimento do teor em cimento é em geral efetuado por meio de um estudo experimental, com os seguintes passos principais contidos nas normas ABNT NBR 12023 (2012) e ABNT NBR 12253 (2012):

- 1) Identificação do solo para prever o teor em cimento adequado;
- 2) Preparação de misturas com vários teores em cimento;
- 3) Ensaios de compactação para determinar o teor em água ótimo e a massa específica seca máxima de cada mistura;
- 4) Preparação dos corpos de prova, compactados, de cada mistura, para submeter ao ensaio de resistência à compressão simples após cura (pelo menos aos 7 e aos 28 dias).

Tendo como objetivo de estudo quantificar a influência do teor em cimento, da porosidade da mistura compactada e do teor em umidade de moldagem sobre a resistência de misturas solo-cimento e, também, verificar a validade do uso das relações água/cimento na estimativa da resistência à compressão simples, Foppa (2005) realizou ensaios de compressão simples onde incorporou cimento Portland de alta resistência inicial ao solo residual de arenito Botucatu classificado como areia fina. O autor concluiu que:

- a) A adição de cimento, mesmo em pequenas quantidades, promove ganhos significativos de resistência no material;
- b) A redução na porosidade do material compactado promove ganhos significativos de resistência à compressão, pois a porosidade afeta diretamente a resistência por alterar o

número de pontos de contatos entre as partículas e, por consequência, a magnitude da cimentação e a distribuição de tensões na amostra;

- c) A variação do teor de umidade de moldagem, mantendo-se constante o peso específico aparente seco da mistura, afeta a resistência à compressão simples do solo-cimento. De maneira geral, ocorre um aumento de resistência com o teor de umidade até um valor ótimo, a partir do qual a resistência passa a diminuir.

De acordo com Ingles e Metcalf (1972), a água necessária para a hidratação do cimento é de apenas cerca de 50 % do peso de cimento incorporado à mistura e:

- a) Não existe uma relação facilmente equacionável entre a resistência à compressão simples e a relação água/cimento para o material estudado;
- b) A relação vazios/cimento, definida pela razão entre a porosidade (n) da mistura compactada e o teor volumétrico (C_{iv}) de cimento, ajustado por um expoente $[n/(C_{iv})^x]$, mostrou-se adequada para a avaliação da resistência à compressão simples.

Os autores citados acreditam que este expoente é uma função do tipo de material utilizado (solo + cimento). Ainda segundo os autores, a relação vazios/cimento tem grande utilidade no projeto e controle da execução de camadas de solos tratadas com cimento.

Com base nos estudos desenvolvidos por vários pesquisadores relacionados à incorporação do cimento ao solo, sabe-se que o mesmo tem influência nos seguintes parâmetros: resistência à compressão simples e à tração diametral, rigidez inicial, módulos de deformabilidade, plastificação, deformação volumétrica, módulo de tensão/deformação, condutividade hidráulica e resistência ao ataque químico.

Segundo a ATIC (Associação Técnica da Indústria de Cimento) (1993) acrescentar quantidades de cimento ao solo é a maneira mais econômica de aumentar a capacidade de carga em camadas de pavimento sem que seja necessário aumentar a sua espessura evitando, portanto, a utilização de material natural de melhor qualidade.

O aumento da espessura ou a obtenção de material de melhor qualidade implicam em custos extras com transporte e custos devidos a movimentos de terra, além do aumento da duração da obra.

No tópico a seguir detalham-se os critérios desenvolvidos para determinar o teor eficaz de cimento a ser incorporado ao solo para uso da mistura resultante como material para camada de pavimento.

3 – DETERMINAÇÃO DO TEOR EFICAZ DE CIMENTO

No Brasil, de maneira geral, quando se deseja melhorar o comportamento mecânico de um determinado tipo de solo incorporando cimento ao mesmo, objetivando sua aplicação para camadas de pavimento, seja flexível ou rígido, principalmente se for camada de base, o engenheiro responsável analisa apenas o valor da resistência à compressão não confinada após sete dias de cura, que segundo a ABNT NBR 12253 (2012) deve ser de 2,10 MPa. Porém, estudos comprovam que apenas o respectivo parâmetro não garante desempenho satisfatório das camadas em longo prazo.

Para obter uma dosagem ótima de cimento num determinado tipo de solo, a ser utilizado como camada de pavimento, Scullion *et al.* (2005) recomendam o confronto entre os resultados dos teores obtidos com base no equilíbrio entre os critérios de quatro ensaios de desempenho relacionados com os ensaios de:

- Resistência à compressão não confinada;
- Retração;
- Resistência à abrasão;
- Suscetibilidade à umidade pelo TST (*Tube Suction Test*).

3.1 – Critério da resistência à compressão não confinada

Em 1935 a PCA começou um amplo estudo objetivando desenvolver um controle científico para obtenção de misturas de solo-cimento uniformes e mais duráveis com vários tipos de solos.

Observou-se que apenas o ensaio de compressão simples não era satisfatório para obter o melhor desempenho das misturas ao longo do tempo. Sendo assim, desenvolveu-se o ensaio de durabilidade para auxiliar os resultados do ensaio de compressão simples, embora o ensaio de durabilidade não fosse originalmente desenvolvido para determinar a quantidade de cimento nas misturas.

Posteriormente a PCA em conjunto com o Departamento de Transportes do Estado da Carolina do Sul desenvolveram correlações entre a resistência a compressão simples (RCS) e a durabilidade.

Contudo, os departamentos de transportes dos estados americanos preferiram adotar uma RCS mínima para um determinado tipo de solo ao invés de realizar o ensaio de durabilidade, uma vez que este último necessitava de mais equipamento e exigia um tempo de aproximadamente um mês para a sua realização.

Em resposta à necessidade de ensaios mais rápidos, a PCA desenvolveu para solos arenosos o chamado “*Ensaio de Atalho*”, que correlaciona a RCS *versus* durabilidade, dentro de uma faixa específica da fração granulométrica que passa na peneira N° 200 (abertura de 0,075 mm). O gráfico desta correlação encontra-se ilustrado na Fig. 1.

No respectivo gráfico observa-se que aproximadamente 95% de todas as amostras dos variados tipos de solos utilizados, com até 50% passando na peneira N° 200, satisfazem o critério da durabilidade ao adquirirem a RCS de 5,17 MPa. Porém, isto também significa dizer que, se se fixar o valor de 5,17 MPa como RCS de projeto para todas as obras, o mínimo teor de cimento incorporado será muito superior ao real teor necessário para que 95% das amostras satisfaçam o ensaio de durabilidade, ou seja, 95% dos materiais obtidos encontram-se “muito estabilizados” (Scullion *et al.*, 2005).

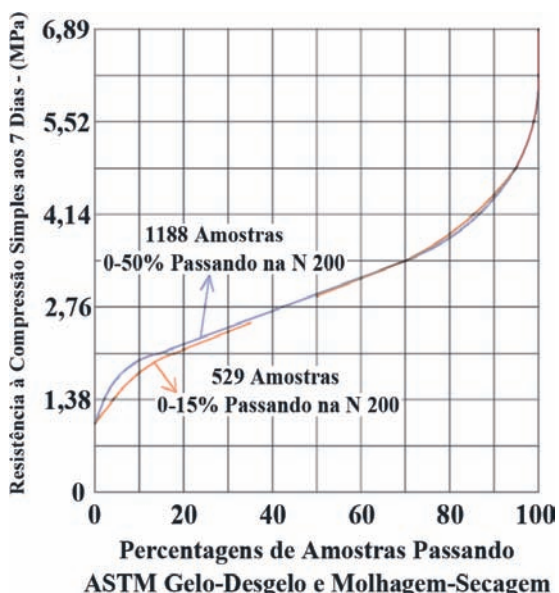


Fig. 1 – Relação entre resistência à compressão simples e durabilidade (Scullion *et al.*, 2005).

No período em que muitos desses padrões foram admitidos, o teor de cimento utilizado era muito elevado adotando-se dessa maneira uma prática muito conservadora para muitos solos ou agregados. O ensaio de durabilidade passou a ser visto como um parâmetro positivo, pois com mais cimento aumenta-se a resistência dos solos ou dos agregados e os mesmos tornavam-se mais duráveis.

No entanto, pesquisas mais recentes indicam que a alta resistência obtida após os 7 dias de cura na verdade pode ser prejudicial ao desempenho em longo prazo da mistura.

Determinar o teor “ótimo” de cimento hoje é visto como um ato de interação entre os teores necessários para satisfazer os critérios da resistência, durabilidade e também não atingir elevados teores de modo a não proporcionar o aparecimento de fissuras pelo processo da retração.

O aparecimento de fissuras em si não é tido, necessariamente, como um problema estrutural, mas muitas vezes proporciona a deterioração da estrutura por meio de um número exagerado de trincas e também porque leva a problemas secundários quando a umidade penetra nas camadas.

Em vários casos documentados observou-se uma desintegração total da camada de base provocada pela ação da umidade. A causa do aparecimento das fissuras foi bastante estudada entre os anos de 1960 e 1970. Por meio dos estudos desenvolvidos compreendeu-se que o aparecimento das fissuras está relacionado aos seguintes fatores: contração do agregado fino, quantidade de água utilizada no momento da homogeneização e falta de cura adequada (George, 1972).

Em 1971 a PCA desenvolveu uma abordagem sistemática para a determinação da quantidade de cimento a ser incorporado aos solos ou agregados para utilização da mistura resultante como camada de base para pavimento.

Na Fig. 2 ilustra-se a abordagem da respectiva sistemática. Nesta sistemática, a RCS e a durabilidade são os parâmetros principais para determinação do teor mais adequado de cimento.

Os ensaios de gelo-desgelo, ASTM D560-03 (2003), e molhagem-secagem, ASTM D559-03 (2003) são os ensaios recomendados para avaliar a durabilidade da mistura.

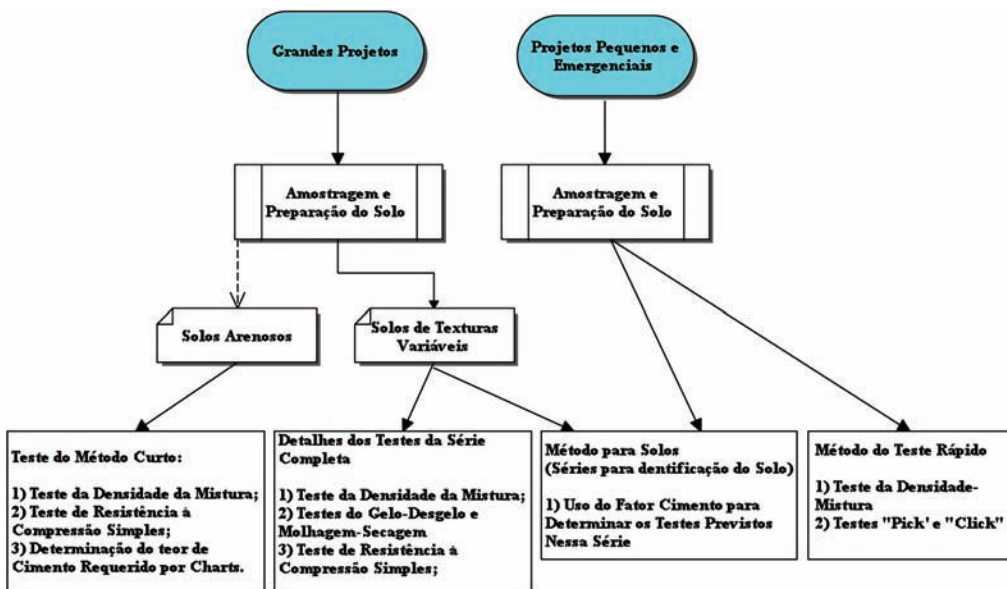


Fig. 2 – Métodos para ensaios de solo-cimento em laboratório (PCA, 1971 citado por Scullion *et al.*, 2005).

No Quadro 1 detalham-se os valores recomendados da perda de peso em percentagem após a realização do ensaio de durabilidade para cada tipo de solo. As exigências contidas no Quadro 1 aplicam-se apenas aos materiais cimentados voltados para a construção de camada de base de pavimento.

Foi sugerido por Epps *et al.* (1971) que os critérios de gelo-desgelo e molhagem-secagem não são adequados para avaliar a estabilização do leito do pavimento (fundação do pavimento), uma vez que o mesmo se encontra em profundidade maior de modo a não estar sujeito a estes ataques.

Quadro 1 – Valores admitidos para perda de peso após a realização do ensaio de durabilidade (Scullion *et al.*, 2005).

Classificação dos Solos		Perda Máxima Admissível de Peso Após 12 Ciclos de Molhagem-Secagem ou Gelo-Desgelo
AASHTO	UNIFICADO	
A-1	GW, GP, GM, SW, SP e SM	14%
A-2-4 e A-2-5	GM, GC, SM e SC	
A-3	SP	
A-2-6 e A-2-7	GM, GC, SM e SC	10%
A-4	CL, ML	
A-5	ML, MH e OH	
A-6	CL e CH	7%
A-7	OH, MH e CH	

Os critérios adicionais que devem ser observados durante o ensaio de durabilidade são:

- 1) A máxima variação de volume durante a realização do ensaio mostra ser menor do que 2% do volume inicial;
- 2) A máxima quantidade de água requerida durante o ensaio mostra ser menor do que a quantidade de água requerida para saturar a amostra durante a etapa de moldagem;
- 3) A resistência à compressão mostra um incremento com a idade da amostra.

A resistência à compressão não confinada geralmente é definida de acordo com a norma ASTM D1633-00 (2003). No Quadro 2 detalham-se os valores recomendados das RCS em função do tempo de cura e dos tipos de solos utilizados na mistura.

Quadro 2 – Faixas típicas de resistência à compressão não confinada para solo-cimento (Epps *et al.*, 1971).

Tipo de Solos e Classificação de acordo com os Grupos		Resistência à Compressão Simples Saturada	
		7 Dias	28 Dias
		(MPa)	(MPa)
Areia e Solos Grossos		2,07 - 4,14	2,76 - 6,89
AASHTO: A-1, A-2 e A-3	UNIFICADO: GW, GC, GP, GF, SW, SC, SP e SF		
Solos Siltosos		1,72 - 3,45	2,07 - 6,20
AASHTO: A-4 e A-5	UNIFICADO: ML e CL		
Solos Argilosos		1,38 - 2,76	1,72 - 4,14
AASHTO: A-6 e A-7	UNIFICADO: MH e CH		

O USACE (*United States Army Corps of Engineers*) também desenvolveu especificações de projeto para misturas de solo-cimento de acordo com os requisitos dos ensaios de durabilidade e resistência à compressão simples (ACI, 1990). Os valores recomendados pelo USACE para o ensaio de durabilidade e de resistência não confinada em função do tipo de solo visando à estabilização pela incorporação do cimento encontram-se apresentados, respectivamente, nos Quadros 3 e 4.

Quadro 3 – Valores requeridos pelo USACE para perda de peso após a realização do ensaio de durabilidade (Scullion *et al.*, 2005).

Tipo de Solo	Perda Máxima Admissível de Peso Após 12 Ciclos de Molhagem-Secagem ou Gelo-Desgelo
Granular com IP < 10%	11%
Granular com IP > 10%	8%
Siltes	8%
Argilas	6%

Quadro 4 – Valores de resistência à compressão simples recomendados pelo USACE.

Camada Estabilizada	Resistência Mínima Após Sete Dias	
	Pavimento Flexível (MPa)	Pavimento Rígido (MPa)
Base	5,171	3,447
Sub-base ou leito do pavimento	1,724	1,379

O Departamento de Transportes dos EUA baseava seus critérios de dimensionamento com base nas diretrizes da PCA. A lógica era que, se a resistência necessária à compressão simples era obtida, então os resultados do ensaio de durabilidade não seriam um problema.

Entretanto, na década de 1960, o departamento de transportes da Califórnia propôs uma resistência mínima para materiais de base no valor de 5,86 MPa ao fim de sete dias.

A experiência adquirida com essa resistência mínima foi que a alta resistência contribuiu para a existência de problemas graves na estrutura devido ao aparecimento do grande número de fissuras por retração.

Sendo assim, de acordo com Hitek (1998), a resistência mínima a compressão simples aos sete dias passou a ser reduzida do valor exigido pelo departamento. Naquele momento outras agências passaram a adotar os seus próprios valores, tais como:

- a) Departamento de Transportes do Texas – 3,45 MPa ou 4,82 MPa;
- b) Laboratório de Pesquisas de Transportes do Reino Unido – 1,72 MPa ou 2,76 MPa, dependendo do volume de tráfego;
- c) Força Aérea dos Estados Unidos – 2,07 MPa;
- d) Departamento de Transportes de Iowa – 3,10 MPa.

O Departamento de Transportes do Texas construiu vários quilômetros de estradas na década de 1960, com camada de base projetada para atender a resistência de 5,17 MPa. No entanto, em várias extensões das estradas construídas o desempenho obtido foi insatisfatório, principalmente por causa de graves problemas surgidos por fissuras desenvolvidas pelo fenômeno da retração.

Segundo Wimsatt (1998), nos últimos anos a RCS aos 7 dias para misturas de solo-cimento, visando a sua aplicação em camada de base de pavimentos rodoviários, tem sido no intervalo de 1,38 MPa a 2,07 MPa. Por isso na especificação da norma brasileira, ABNT NBR 12253 (2012) – Dosagem para Emprego como Camada de Pavimento - exige-se o valor de 2,1 MPa ao final de 7 dias de cura.

3.2 – Critério do fenômeno da retração

Os problemas mais graves encontrados com misturas de solo-cimento estão relacionados com o aparecimento de fissuras por retração. Microfissurações distantes não são consideradas um problema estrutural, porém, quando essas fissuras aumentam em suas dimensões proporcionam um aumento na probabilidade de danificar a estrutura.

O aparecimento de grandes fissuras proporciona a degradação da estrutura através dos seguintes fatores:

- 1) Infiltração da água, que contribui para o bombeamento de finos da camada do leito do pavimento e, portanto, perda de apoio para a camada de solo-cimento acima deste;
- 2) Deterioração da camada de solo-cimento pela presença da umidade induzida o que contribui ainda mais para o aparecimento de fissuras ou trincas;
- 3) Redução da durabilidade da camada de solo-cimento por causa da perda de apoio no leito do pavimento;
- 4) Perda de bloqueio total da fissura, resultando em perda de continuidade do pavimento e redução da capacidade estrutural do mesmo.

A retração das misturas de solo-cimento resulta da perda de água por secagem e da auto-dessecação durante a hidratação do cimento. A magnitude e a taxa da retração do solo-cimento são influenciadas por diversos fatores, incluindo proporções das misturas e propriedades dos materiais.

Geralmente, os solos de granulometria mais fina apresentam maior retração do que os solos de granulometria mais grossa. O surgimento das fissuras ocorre quando do desenvolvimento da retração provocada pelas partículas constituintes do solo, desenvolvendo dessa maneira uma tensão de contração muito maior do que a resistência à tração da mistura.

Com base na literatura técnica, chegou-se à conclusão de que as variáveis que influenciam diretamente na redução do fenômeno da retração são:

- a) Seleção de materiais e formulação da mistura;
- b) Uso de aditivos químicos para retardar o endurecimento rápido da mistura solo-cimento;
- c) Modo de cura;
- d) Aplicação de técnicas de construção específicas.

3.3 – Seleção do tipo de material a ser estabilizado com cimento

De acordo com Caltabiano e Rawlings (1992), o guia australiano de prática para aplicações de camada de base de solo-cimento foi alterado após realização de pesquisas e trabalhos de campo desenvolvidos em Queensland. As mudanças incluíram recomendações sobre a granulometria dos materiais bem como o uso do ensaio de retração linear como um indicador do potencial de retração. A pesquisa concluiu que para obter menor influência no fenômeno da retração os materiais deveriam apresentar as seguintes características:

- Índice de Plasticidade - máximo de 4%;
- Introdução de uma mistura de cimento-cinza;
- Percentagem de material passando no peneiro N° 200 $\leq 7,0\%$;
- A retração linear do material de base tratado com cimento não deve exceder 250 microstrains após 21 dias.

3.4 – Seleção do tipo de cura

Norling (1973) recomenda a aplicação do revestimento betuminoso sobre a superfície da camada de base apenas após um determinado período de cura da mesma, quando o aparecimento de fissuras em toda sua superfície torna-se visível. Essa recomendação contribui para uma menor tensão de contração na parte inferior do revestimento betuminoso evitando dessa maneira que as fissuras se prolonguem para o topo da superfície da camada betuminosa.

A redução da perda de umidade durante o processo de cura do solo-cimento, especialmente nos primeiros dias de cura, é importante para minimizar a retração e os problemas decorrentes do aparecimento de fissuras. Um processo de cura adequado evita um rápido ressecamento que provoca a retração e também promove o ganho de resistência por meio da hidratação do cimento.

Kuhlman (1994) recomenda que a cura de uma camada de base de solo-cimento recém construída deve ter aplicação de rega de cura com emulsão betuminosa e também permanecer sem passagem de tráfego durante o período mínimo de sete dias. Isto se deve ao fato de que a proteção com emulsão betuminosa evita a rápida evaporação da água contida na mistura reduzindo o ressecamento da camada.

O autor afirma que este é o melhor método para minimizar o aparecimento de fissuras por retração após as fases de compactação e acabamento da camada. Ele ainda recomenda a colocação do revestimento betuminoso sobre a camada de solo-cimento logo após 24 horas do término da conclusão da mesma.

3.5 – Procedimento de construção

De acordo com Williams (1986), para evitar que as fissuras da camada de solo-cimento se propaguem para as camadas betuminosas, a África do Sul, Novo México, Arizona e British Colúmbia construíram seus pavimentos inserindo uma camada granular entre a camada de solo-cimento e camadas betuminosas, embora este método não reduza o aparecimento de trincas na camada de base.

Vários trabalhos foram desenvolvidos com o objetivo de determinar um possível padrão de aceitação de fissuras em camadas de solo-cimento. Nesses estudos tem-se utilizado um tipo de serra que corta a superfície da camada cimentada em espaços regulares. Aplicando-se esse método foram observados vários relatos de resultados promissores. Este método é conhecido como indução de fissuração.

Entretanto, o espaçamento predeterminado entre os cortes para induzir as fissuras deve estar associado com a suficiente resistência à compressão, a rigidez da camada de solo-cimento, as condições para o desenvolvimento de tensão de contração e o correspondente potencial de fissuras.

O comportamento à fadiga da base de solo-cimento resultante da passagem do tráfego também deve ser considerado na avaliação do espaçamento ideal dos cortes.

Uma vez que pouco ou nada pode ser feito para evitar o aparecimento de fissuras por retração, é melhor induzi-las através da introdução de cortes realizados na superfície da camada como é regularmente feito com pavimentos de betão. Williams (1986) comentou que a realização de cortes na superfície da camada cimentada por serragem pode ter custo inviável.

De modo geral foi constatado que a indução de pré-fissuramento por corte tem contribuído para bons resultados. Sendo assim, de acordo com Litzka e Haslehner (1995) as agências austríacas deram início ao desenvolvimento do programa de pré-fissuramento na camada de solo-cimento logo no início do seu período de cura. Este tipo de pré-fissura pode ser induzido por qualquer tipo de tráfego após 24 horas da construção da camada ou por meio da passagem do rolo compactador entre 24 e 72 horas.

Litzka e Haslehner (1995) relataram que cinco passagens do rolo compactador contribuíram para um resultado satisfatório, desenvolvendo uma rede de microfissuração que eliminou o desenvolvimento de fissuras maiores por retração.

3.6 – Critério da durabilidade e abrasão

3.6.1 – Ensaio da escova de fios de aço

Os dois procedimentos mais comumente recomendados para realizar o ensaio de durabilidade nas camadas de solo-cimento são o preconizado pela ASTM D559-03 (2003), para resistência a molhagem e secagem, e ASTM D560-03 (2003), para resistência ao congelamento e descongelamento.

De acordo com a ASTM D559-03 (2003), a perda de peso do material estabilizado com cimento através da escovagem por fios de aço é determinada após 12 ciclos de molhagem e secagem e uma técnica semelhante é utilizada por 12 ciclos de gelo-desgelo. No Brasil a norma utilizada para realizar o ensaio de durabilidade é a ABNT NBR 13554-03 (2012) que estabelece apenas seis ciclos de molhagem e secagem.

Em trabalhos desenvolvidos pela PCA observou-se que apenas cerca de 20% das amostras com resistência à compressão de 2,07 MPa satisfaziam o ensaio de durabilidade por gelo-desgelo, enquanto que cerca de 70% das amostras satisfaziam o ensaio quando apresentavam resistência à compressão de 3,45 MPa.

Foi observada correlação entre a resistência à compressão e a percentagem de amostras de laboratório passando nos ensaios de gelo-desgelo. Essa relação, ilustrada anteriormente na Fig. 1,

pode ser usada para selecionar o mínimo de resistência à compressão para conseguir determinado grau de proteção contra o gelo-desgelo.

No entanto, o dano provocado pelo efeito do gelo-desgelo é função dos vazios contidos na estrutura da matriz cimentícia e do nível de saturação presente, por isso a relação com a resistência pode ser tida como consequência inter-relacionada. Certos fatores que produzem maior resistência, tais como maiores teores de cimento e maior massa específica, também diminuem o tamanho dos poros e reduzem a permeabilidade. Isso faz com que a amostra torne-se mais difícil de saturar.

A maioria dos ensaios de durabilidade por molhagem e secagem leva um tempo considerável para serem realizados (12 ciclos de molhagem e secagem demoram cerca de seis semanas para serem desenvolvidos).

Uma desvantagem adicional do ensaio de durabilidade por molhagem-secagem é que, embora se determine uma força específica de aplicação igual a 15 N, o processo de escovação é manual e depende do operador e das cerdas da escova (Fig. 3).

Um estudo desenvolvido por Samson (1986) demonstrou que a tentativa de reproduzir o processo da molhagem e secagem pelo método da escovação manual utilizada na África do Sul é deficiente devido ao fato da escovação ser inadequada por causa das técnicas adotadas por diferentes laboratórios.

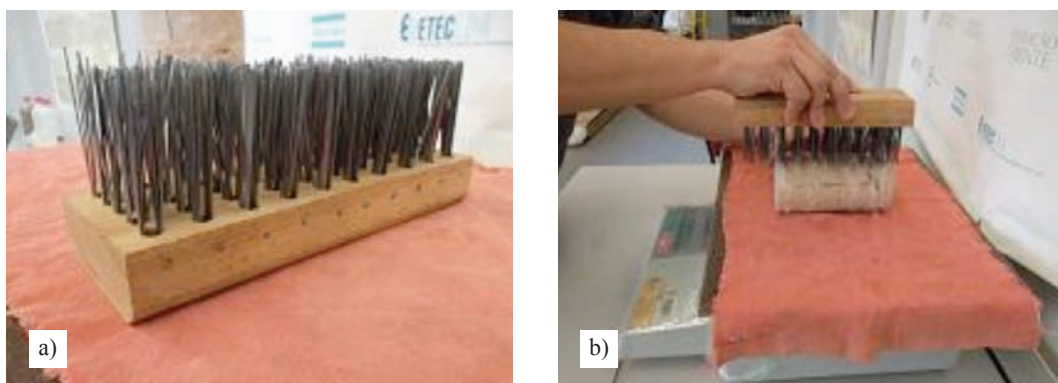


Fig. 3 – a) Detalhe da escova de aço padrão para realização do ensaio de durabilidade conforme ABNT NBR 13554 (2012); b) Detalhe do processo de escovação (Guedes, 2013).

3.6.2 – Ensaio de erosão / ensaio sul africano do rastro de roda

De acordo com Van Wijk e Lovell (1986) nos Estados Unidos o ensaio da escova era o ensaio mais amplamente recomendado para determinação da durabilidade de materiais do tipo solo-cimento, no entanto, outros ensaios têm sido recomendados em todo o mundo. O ensaio do cisalhamento por rotação com água corrente é um exemplo.

Um excelente estudo dos pontos positivos e negativos do ensaio por rotação foi feito por De Beer (1989). Baseado nas limitações dos ensaios tradicionais, o autor relatou o desenvolvimento de um novo ensaio chamado de ensaio do afundamento de roda sul-africano para avaliação da erodibilidade de materiais pouco cimentados.

O objetivo do ensaio consiste em tentar simular de maneira mais realística as condições de tensão desenvolvidas na superfície da camada sob passagem de cargas pesadas de veículos de carga. Detalhes do ensaio assim como o critério de avaliação atribuído encontram-se ilustrados nas Figs. 4 e 5.

O objetivo do ensaio do afundamento de roda consiste em verificar se os materiais de granulometria fina são suscetíveis à erosão, para que dessa maneira seu uso possa ser evitado ou se

necessário esta característica seja modificada. Neste ensaio, três amostras retangulares encontram-se submersas em água e cobertas com uma membrana de neoprene áspera. Cada membrana tem uma textura igual ao de uma lixa que proporciona um contato rugoso.

Uma roda de massa igual a 17,775 kg com borda chanfrada é aplicada em cima da membrana, e, logo em seguida, inicia-se o processo de passagem sobre a mesma de modo a percorrer todo o comprimento da amostra. Em seguida, após 5000 repetições, realiza-se a medida da profundidade, por meio da leitura de quinze pontos, da erosão provocada pelo afundamento da trilha desenvolvida na superfície da amostra.

O índice de erosão é expresso como a média da profundidade obtida para as três amostras ensaiadas. Este ensaio simula a ação da erosão real que ocorre na camada de base estabilizada quando na presença da água.

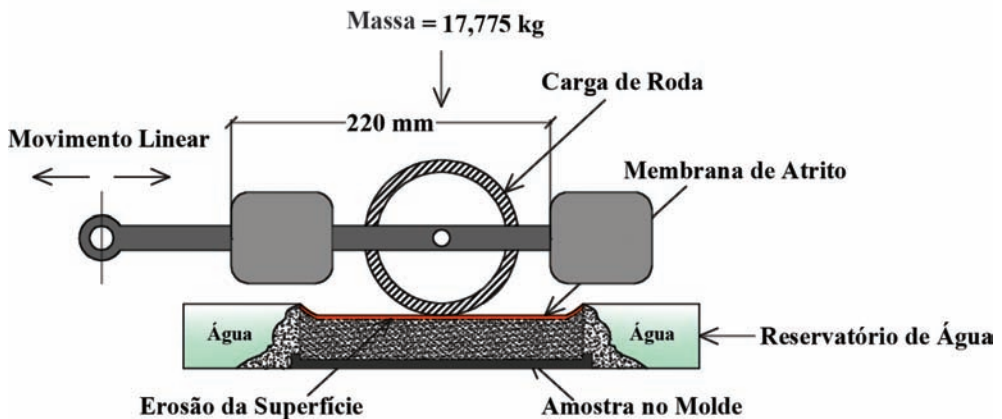


Fig. 4 – Exemplo do ensaio de rastro de roda sul-africano (De Beer, 1989).

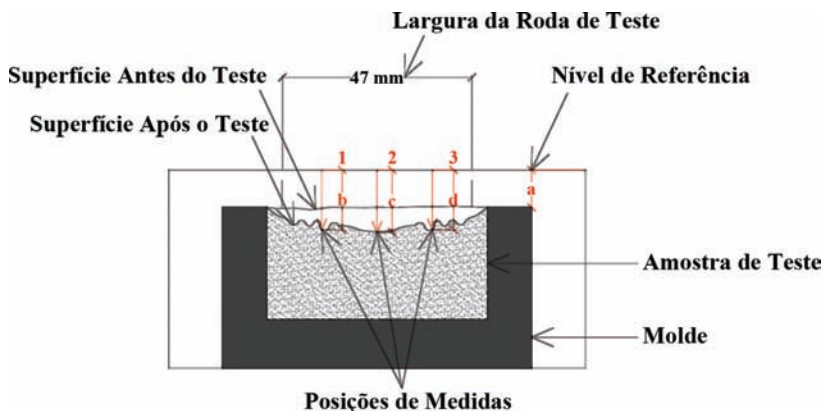


Fig. 5 – Medidas da erosão no ensaio de afundamento de trilha de roda (De Beer, 1989).

3.7 – Critério de suscetibilidade à umidade

A maioria dos problemas relacionados com a deterioração das camadas estabilizadas com cimento encontra sua origem na influência da umidade. Em vários casos, essas reações estão associadas com a penetração da água e seu movimento no interior da camada estabilizada.

Quando a umidade penetra nas fissuras da camada cimentada e se acomoda em seu interior desenvolve a degradação acelerada da base por lixiviação das partículas finas (neste caso o cimento) contribuindo para formação de uma estrutura menos estável.

A presença desta umidade, associada com a carga mecânica cíclica, contribui ainda mais para o processo de degradação da camada. Em alguns estudos foi observado que a umidade aprisiona-se dentro da camada de solo-cimento devido ao fato de se utilizar um material contendo muita argila ou pela utilização de um agregado graúdo com alta capacidade de absorção. Para avaliar este aspeto foi desenvolvido o ensaio de tubo de sucção.

O Departamento de Transportes do Texas avaliou um novo procedimento de ensaio para identificar problemas decorrentes dos agregados utilizados nas camadas de base. Scullion e Saarenketo (1997) propuseram um ensaio para identificar o baixo desempenho provocado pela desestabilização dos materiais de base por meio da medição de ascensão capilar e do valor da constante dielétrica, designado por ensaio TST.

Um exemplo do ensaio TST é ilustrado na Fig. 6 (b). Trata-se de uma amostra compactada na umidade ótima em um molde cilíndrico de betão cujas dimensões são $0,15 \times 0,20$ metros e que contém em sua base uma série de pequenos furos. A amostra é levada para uma sala de temperatura 40°C onde deve permanecer por vários dias até secar e a partir de então se inicia o processo de monitoração da umidade devido à ascensão capilar por meio de um aparelho que mede a constante dielétrica na superfície da amostra. As medidas realizadas na superfície da amostra correlacionam-se com o valor da sucção de água por forças capilares na matriz da amostra.

São os minerais constituintes das partículas finas que proporcionam maior reação com a água. A constante dielétrica correlaciona-se com a umidade que ascende no interior da amostra. É esta umidade de ascensão ou “livre” que é responsável pelo baixo desempenho da camada quando sujeita a sollicitação do tráfego e também pela fraca resistência às ações cíclicas do gelo-desgelo.

Estudos foram realizados no Texas e na Finlândia com o objetivo de relacionar o desempenho em laboratório e no campo dos materiais classificados pelo ensaio TST. Estudos realizados em laboratório por Scullion e Saarenketo (1997) concluíram que os materiais que foram mal classificados pelo TST também apresentam baixa capacidade de carga pelo seu módulo de resiliência e as propriedades relacionadas à deformação permanente. Além disso, Guthrie e Scullion (2000) comentam que os materiais que tiveram uma classificação não satisfatória pelo TST também foram altamente suscetíveis aos danos do congelamento.

Com base nos estudos desenvolvidos no Texas e na Finlândia, foram estabelecidos critérios experimentais para o material da camada de base, tais como: se a constante dielétrica excede o valor 10 esse material possivelmente não terá comportamento satisfatório sob ações das cargas de tráfego pesado em áreas que são sujeitas ao fenômeno cíclico de gelo-desgelo. Se a constante dielétrica ultrapassar o valor 16 recomenda-se uma estabilização química.

O TST foi modificado e ampliado para realização de ensaios em materiais estabilizados quimicamente para uso em camada de base. No procedimento modificado, as amostras dos materiais estabilizados são primeiramente curadas durante sete dias antes de ir para a secagem. Em seguida, as amostras são colocadas em $0,03$ m de água deionizada para poder começar o ensaio.

Trabalhos desenvolvidos pelo Departamento de Transportes do Texas associaram os resultados do TST com o baixo desempenho das bases estabilizadas quimicamente. Se a umidade pode influenciar na camada estabilizada quimicamente através das fissuras superficiais ou de camadas dos leitos dos pavimentos saturados, então pode ocorrer deterioração.

Devido à natureza metaestável de muitos dos minerais associados com os produtos químicos de estabilização, o movimento da água pode lixiviar os metais alcalinos e alcalino-terrosos, diminuindo, portanto, a resistência do material estabilizado.

Por exemplo, o hidróxido de cálcio é um dos principais constituintes dos materiais estabilizados tanto com o cimento quanto com a cal, e tem solubilidade muito elevada na presença da água pura,

podendo facilmente ser lixiviado de forma muito rápida. Uma vez que a água evapora, íons em solução começam a precipitar como sais solúveis (por exemplo, o gesso).

A suscetibilidade de materiais estabilizados quimicamente quando da entrada de umidade não é abordada nos métodos e especificações existentes. Pesquisas desenvolvidas por McCallister e Petry (1991), Scullion e Harris (1998) e Syed e Scullion (1998a), comentam que se água pode migrar numa camada de base quimicamente estabilizada, então, as reações químicas podem ser modificadas.

Às vezes essa reação pode levar a reversão de estabilização. Syed e Scullion (1998b) comentam que a migração da água internamente à base de solo-cimento causou lixiviação apenas do cimento na matriz restando apenas os agregados limpos. Um estudo foi realizado para correlacionar o TST e o ensaio da escova para avaliar durabilidade do solo-cimento (Syed, 2000).

Observou-se que existe uma forte correlação entre os dois métodos de ensaio. Em seus estudos, Syed (2000) variou o tamanho das amostras e concluiu que a melhor correlação foi obtida para a amostra de 0,10 metros de diâmetro por 0,11 metros de altura (Figura 6c).

O simples fato de a água poder migrar através da matriz dos materiais estabilizados quimicamente é suficiente para iniciar o desenvolvimento de compostos químicos secundários. Muitas vezes, esses compostos secundários são prejudiciais para as camadas estabilizadas do pavimento, o que as leva a uma perda de resistência e consequente deterioração rápida.

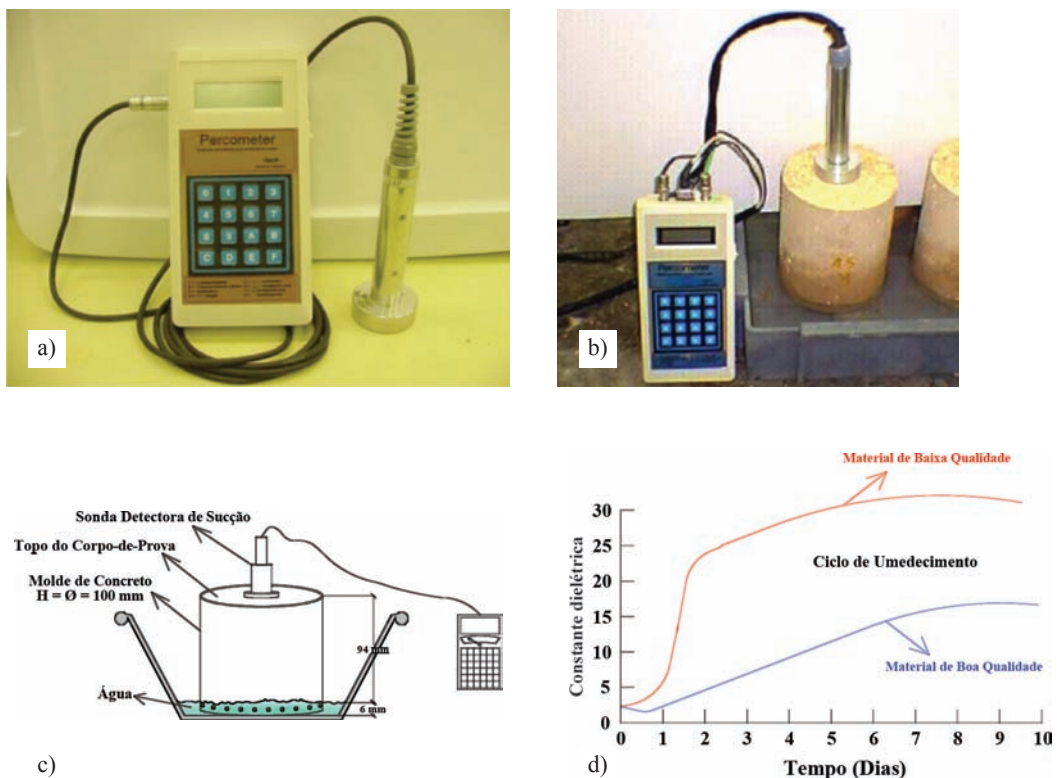


Fig. 6 – a) Equipamento de medição dielétrica; b) Exemplo de medição de constante dielétrica em corpo de prova; c) Sistema de ensaios; d) Resultados típicos (Guedes, 2013).

4 – SÍNTESE DOS ASPECTOS MAIS RELEVANTES ABORDADOS

Após as descrições das técnicas citadas, verifica-se claramente que apenas os ensaios de resistência à compressão simples e durabilidade não são suficientes para analisar o real comportamento de uma mistura estabilizada com cimento.

Para obter uma dosagem ótima de cimento num determinado tipo de solo ou agregado, a ser utilizado como camada de pavimento, Scullion *et al.* (2005) recomendam o confronto entre os resultados dos teores obtidos com base nos critérios de quatro ensaios de desempenho, são eles:

- Resistência à compressão não confinada;
- Retração;
- Resistência à abrasão;
- Susceptibilidade à umidade pelo TST (*Tube Suction Test*).

Entretanto, chamamos atenção para o fato de que, no Brasil, o ensaio de durabilidade por molhagem e secagem (ABNT NBR 13554, 2012) encontra-se praticamente em desuso, pois foi verificado que, quando a mistura solo-cimento atinge o valor de 2,1 MPa de resistência à compressão simples, a perda de massa, para seis ciclos de molhagem e secagem, sempre admite valor inferior ao mínimo especificado pelo USACE, ou seja, o ensaio de durabilidade é satisfeito.

Além do mais, o ensaio de durabilidade por molhagem e secagem leva um tempo de duas semanas para sua realização, além de ser bastante trabalhoso. Uma desvantagem adicional do referido ensaio é que, embora se determine uma força específica de aplicação igual a 15 N, o processo de escovação é manual e depende do operador e das cerdas da escova.

Em seu trabalho, Guedes (2013) tinha como objetivo desenvolver uma mistura envolvendo solo, cimento e fibras de polipropileno, para uso como revestimento primário em estradas não pavimentadas. Em seu estudo, o autor variou o tamanho das fibras (6 e 24 mm) e o teor das mesmas (0,25, 0,50 e 0,75%) em relação à mistura de solo + 5% de cimento. O mesmo realizou uma significativa quantidade de ensaios de compressão simples e durabilidade e verificou que, por fixar o valor da RCS igual a 2,1 MPa para todos os tipos de misturas desenvolvidas, também todos os resultados obtidos para os ensaios de durabilidade foram satisfeitos.

Entretanto, Guedes (2013) chama atenção para o fato de que essa condição apenas é satisfatória se e somente se o número de ciclos de molhagem e secagem for apenas seis, como determina a norma NBR 13554 (2012). Para o caso de doze ciclos, como determina a norma ASTM D559-03 (2003), seria necessário realizar outra análise.

Apesar de tentar reproduzir a ação das intempéries em mistura contendo cimento, o ensaio de durabilidade por molhagem e secagem, já deveria ter sido substituído pelo ensaio de afundamento de roda Sul-Africano, pois este último tenta simular de maneira mais realística as condições de tensão desenvolvidas na superfície da camada sob passagem de cargas desenvolvidas pelas rodas dos veículos. O objetivo do ensaio consiste em verificar se os materiais de granulometria fina são suscetíveis à erosão, para que dessa maneira seu uso possa ser evitado ou se necessário, esta característica seja modificada, ou seja, o material seja estabilizado de maneira mais eficaz.

Por último, para complementar as análises dos estudos envolvendo o comportamento de materiais estabilizados com cimento para pavimentação, deve ser realizado de maneira indispensável a análise da suscetibilidade a umidade por meio do ensaio do tubo de sucção TST (*Tube Suction Test*), o qual caracteriza o comportamento estrutural do material estabilizado em função da relação existente entre o valor de sua ascensão capilar e sua constante dielétrica (medida por meio da sucção), pois a maioria dos problemas relacionados com a deterioração das camadas estabilizadas com cimento encontra sua origem na influência da umidade.

Quando a umidade penetra nas fissuras da camada cimentada e se acomoda em seu interior desenvolve a degradação acelerada da base por lixiviação das partículas finas (neste caso o

cimento) contribuindo para formação de uma estrutura menos estável. A presença desta umidade, associada com a carga mecânica cíclica, contribui ainda mais para o processo de degradação da camada. Em alguns estudos foi observado que a umidade aprisiona-se dentro da camada de solo-cimento devido ao fato de se utilizar um material contendo muita argila ou pela utilização de um agregado graúdo com alta capacidade de absorção.

Por fim, realizando uma análise cuidadosa dos resultados obtidos nos ensaios descritos acima, com exceção do ensaio de durabilidade, e relacionando os resultados obtidos dos mesmos, determina-se um teor mais econômico e eficiente de cimento ao solo ou agregado a ser utilizado para obras de pavimentação. Entretanto, deve-se chamar atenção para o fato de, para se adquirir um melhor desempenho do material cimentado como estrutura de pavimento, apenas os ensaios desenvolvidos e as análises dos resultados não são suficientes para garantir um bom desempenho do material na estrutura a qual se destina. Fatores tais como procedimento de construção, tipo de cura, tipo de material a ser estabilizado e o fenômeno da retração, possuem influência significativa no comportamento mecânico da mistura cimentada ao longo do seu funcionamento.

Por meio da divulgação do presente trabalho, os autores esperam que o teor ótimo de cimento a ser incorporado nas camadas de base, sub-base e de reforço do leito do pavimento, seja realizada de maneira racional levando em consideração a análise dos fatores de influência descritos no presente artigo.

Também se espera que a divulgação do respectivo trabalho sirva para incentivo científico de novas técnicas de determinação do teor eficaz de cimento, assim como para outros tipos de produtos usados para melhoramento do comportamento mecânico dos solos, para aplicação em diversas obras da engenharia civil.

5 – AGRADECIMENTOS

O primeiro autor manifesta o seu agradecimento ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFPE, à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, à FACEPE, ao CNPq e aos professores orientadores do presente trabalho.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT NBR 12023 (2012). *Solo-Cimento – Ensaio de Compactação*. Rio de Janeiro. 7 p.
- ABNT NBR 12253 (2012). *Dosagem para camada de pavimento – Procedimento*. Rio de Janeiro. 3 p.
- ABNT NBR 13554 (2012). *Ensaio de durabilidade por molhagem e secagem – Método de ensaio*. Rio de Janeiro. 4 p.
- ACI (1990). *State-of-the-Art Report on Soil Cement*, ACI Committee 230. *ACI Materials Journal*, Vol. 87, No. 4, pp. 395-417.
- Alcântara, M.A.M. (1995). *Estabilização química dos solos para fins rodoviários: técnicas disponíveis e estudo de caso dirigido à estabilização solo-cal de três solos de Ilha Solteira-SP*. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Universidade Federal de Viçosa. 91 p.
- ASTM D 559-03 (2003). *Standard test methods for wetting and drying compacted soil-cement mixtures*.
- ASTM D 560-03 (2003). *Standard test methods for freezing and thawing compacted soil-cement mixtures*.

- ASTM D 1633-00 (2003). *Standard test methods for compressive strength of molded soil-cement cylinders*. 4 p.
- ATIC-Associação Técnica da Indústria do Cimento (1993). *Estradas de Solo-Cimento*. Boletim Técnico N° 13.
- Branco, F.; Pereira, P.; Santos, L.P. (2008). *Pavimentos Rodoviários*. Coimbra: Almedina.
- Caltabiano, M.A.; Rawlings, R.E. (1992). *Treatment of reflection cracks in Queensland*. 7th International Conference on Asphalt Pavements, Nottingham, England.
- De Beer, M. (1989). *Aspects of erodibility of lightly cementitious materials*. Research Report DPVT 39, Roads and Transport Technology, CSIR, South Africa.
- Epps, J.A.; Dunlap, W.A.; Gallaway, B.M. (1971). *Basis for the development of a soil stabilization index system*. USAF Technical Report, AFWL-TR-70-176, Air Force Weapons Laboratory, Kirtland AFB, NM.
- Feuerharmel, M.R. (2000). *Comportamento de solos reforçados com fibras de polipropileno*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 152 f.
- Foppa, D. (2005). *Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica dos solos artificialmente cimentados*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 146 f.
- George, K.P. (1972). *Mechanism of shrinkage cracking in soil-cement bases*. Highway Research Record, v. 442, pp. 1-21.
- Guedes, S.B. (2013). *Estudo do comportamento mecânico de um solo-cimento microrreforçado com fibras sintéticas para uso como revestimento primário em estradas não-pavimentadas*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife. 515 f.
- Guthrie, W.S.; Scullion, T. (2000). *Assessing aggregate strength and frost susceptibility characteristics with the TST*. Paper presented at the Texas ASCE meeting, El Paso, TX.
- Hitek Consultants (1998). *Minimizing cracking in soil cement for improved performance*. Technical Memorandum, prepared by Hitek Engineering Consultants Inc. for PCA, Oxford, MS.
- Ingles, O.G.; Metcalf, J.B. (1972). *Soil Stabilization: Principles and Practice*. New York - Toronto, 374 p.
- Kuhlman, R.H. (1994). *Cracking in soil cement - cause, effect, control*. Concrete International, pp. 56-59.
- Lima, D.C.; Bueno, B.S.; Silva, C.H.C. (1993). *Estabilização dos Solos II: Técnicas e Aplicações a Solos da Microrregião de Viçosa*. Viçosa: UFV. 32 p.
- Litzka, J.; Haslehner, W. (1995). *Cold in-place recycling on low volume roads in Austria*. Proceedings of the Sixth International Conference on Low Volume Roads, Minnesota, June.
- McCallister, L.D.; Petry, T.M. (1991). *Physical property changes in a lime-treated expansive clay caused by leaching*, Transportation Research Record, 1295, pp. 37-44.

- Norling, L.T. (1973). *Minimizing reflective cracks in soil-cement pavements: a status report of laboratory studies and field practices*. Highway Research Record 442, HRB, Washington D.C.
- Pereira, R.S. (2005). *Viabilidade técnica do emprego de resíduos da indústria de celulose para construção de estradas florestais*. Tese (Doutorado em Ciência Florestal) – Programa de Pós-graduação em Ciência Florestal, Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais. 329 f.
- Portland Cement Association. (1960). *Subgrades, Sub-Bases and Shoulders for Concrete Pavement*. Skokie. 5 f.
- Samson, L.R. (1986). *A study of the precision limits of wet/dry brushing durability test for cement-stabilized materials*. Technical Report RP/26, NITRR, CSIR, South Africa.
- Scullion, T.; Sebesta, S.; Harris, J.P.; Syed, I. (2005). *Evaluating the performance of soil-cement and cement-modified soil for pavements: a laboratory investigation*. Illinois: Portland Cement Association. 142 p.
- Scullion, T.; Saarenketo, T. (1997). *Using suction and dielectric measurements as performance indicators for aggregate base materials*, Transportation Research Record, 1577, pp. 37-44.
- Scullion, T.; Harris, P. (1998). *Forensic evaluation of three failed cement treated base pavements*, Transportation Research Record, 1611, pp. 10-18.
- Senço, W. (2001). *Manual de Técnicas de Pavimentação*. 1. ed. São Paulo: PINI. v. 2.
- Syed, I. Scullion, T. (1998a). *Performance indicator for moisture susceptible stabilized base material in pavements*. American Society of Civil Engineers, Texas Section Meeting, USA.
- Syed, I.; Scullion, T. (1998b). *In-place engineering properties of recycled and stabilized pavement layers*. Report 3930-S, Texas Transportation Institute, Texas A&M University, College Station, TX.
- Syed, I. (2000). *Moisture movement in cement-stabilized base materials*. Ph.D. Thesis, Texas A&M University, College Station, TX.
- Van Wijk, A.J.; Lovell, C.W. (1986). *Prediction of Subbase Erosion Caused by Pavement Pumping*. Transportation Research Record No. 1099, USA.
- Williams, R.I.T. (1986). *Cement Treated Bases: Materials, Design and Construction*, Elsevier Publishers, Ltd.
- Wimsatt, A. (1998). *TxDOT Fort Worth District Pavement Design Engineer*, Private Communication.

AVALIAÇÃO DO GRAU DE COMPACTAÇÃO DE SOLOS COM USO DA CONDUTIVIDADE ELÉTRICA

Assessing the degree of compaction of soil using electrical conductivity

João Marcos Miranda Vaillant*

Laine Aparecida da Silva**

Guilherme Resende Tecianelli***

RESUMO – O estudo foi realizado com o objetivo de avaliar o grau de compactação de aterros rodoviários, contribuindo para dar agilidade na obtenção dos parâmetros de compactação no campo. Utilizou-se a medida de condutividade elétrica para estimativa da densidade seca máxima do solo no campo. Amostras aleatórias de solos finos de diferentes regiões próximas da capital do estado de Minas Gerais, Brasil, foram submetidas a ensaios de compactação em laboratório utilizando-se três diferentes energias. Foram tomadas medidas de corrente contínua a partir de uma tensão de 12V e obtidas assim a condutividade elétrica para cada densidade e umidade estudadas. Seguiu-se uma segunda bateria de ensaios de compactação com novas amostras de solo, para ampliar o horizonte dos dados obtidos e para verificação da repetibilidade dos resultados. As correlações obtidas entre os parâmetros de compactação com a condutividade elétrica apontaram para um padrão de comportamento cujas correlações poderão simplificar as técnicas para controle da compactação do solo no campo.

SYNOPSIS – The study was conducted to evaluate the degree of compaction of road embankments, helping to provide flexibility in obtaining the parameters of field compaction. The measurement of electrical conductivity was used to estimate the maximum dry density of the soil in the field. Five random samples of fine soils from different regions close to the state capital of Minas Gerais, Brazil, were subjected to compression tests in the laboratory using three different energies. DC measurements were taken from a voltage of 12V and thus obtained the electrical conductivity for each density and moisture studied. This was followed by a second round of compression tests with five new samples of soil, for expanding the data horizon and checking the result repeatability. The correlations between compaction parameters with electrical conductivity indicated a pattern of behaviour whose correlations could simplify the techniques for soil compaction in the field.

PALAVRAS CHAVE – Aterros, compactação, condutividade elétrica.

1 – INTRODUÇÃO

A verificação da efetividade da compactação do solo no campo, chamada controle de compactação, é feita a partir do conhecimento da umidade e do peso específico aparente do material (DNIT, 2006). Para essas medidas no campo são utilizados métodos conhecidos como o “speedy” (DNER ME 052/94) para a umidade, e “frasco de areia” (NBR 7185/86) para o peso específico.

* Professor do Departamento de Engenharia Civil do Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais. jmvaillant@gmail.com

** Bolsista do Programa de Iniciação Científica Junior do CEFET-MG. lainesilva1995@yahoo.com.br

*** Bolsista do Programa de Iniciação Científica Junior do CEFET-MG. guih.tec@gmail.com

O método speedy para determinação da umidade do solo requer um equipamento específico, de custo relativamente alto além de material de consumo, cápsulas de carbureto, o que eleva ainda mais o custo de utilização. O método do frasco de areia tem a desvantagem de consumir muito tempo na sua realização, o que se traduz também em alto custo operacional e, por vezes, é substituído pelo método do cilindro cortante (NBR 9813/87), que confere um pouco mais de agilidade ao processo.

Na determinação do grau de compactação é também requerida a realização de ensaios prévios de compactação em laboratório com o material de campo. Percebe-se, portanto, que o controle da compactação do solo no campo envolve alto consumo de tempo, pessoal e equipamentos. Assim sendo, a adoção de métodos indiretos, de eficácia comprovada, para obtenção de parâmetros de compactação de solos teria importância vital no contexto geotécnico.

Sabe-se que existem relações entre a condutividade elétrica tanto com a umidade quanto com a densidade dos solos (McCarter e Desmazes, 1997; Giroto e Santos, 2002; Samouëlian *et al.*, 2005; Chic e Islam, 2011). Então, deve ser possível estabelecer uma relação matemática da condutividade com os parâmetros de compactação.

Nesta pesquisa estudou-se a possibilidade de avaliar o grau de compactação do solo por meio de uma medida indireta, no sentido de tornar o processo mais eficaz do ponto de vista do consumo de tempo e gastos financeiros.

2 – FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Cada material ou elemento específico possui uma propriedade ou característica elétrica que o diferencia dos demais. Entre outras, a condutividade elétrica indica a capacidade que o material apresenta de permitir o fluxo de corrente, independentemente das suas dimensões (Giroto e Santos, 2002). Assim, nesse contexto, passa a ter um papel importante na caracterização dos materiais.

Segundo Pacheco (2004), os solos apresentam uma combinação de diversos fenômenos de condução. Pode-se afirmar que se trata basicamente de apenas dois tipos: a condução eletrônica, que ocorre em alguns solos constituídos de minerais condutores, e a condução eletrolítica, que ocorre devido a migração de íons dissolvidos na água intersticial, sendo esta última a que apresenta maior influência no valor da condutividade elétrica. Então, devido às suas características elétricas, os solos obedecem a Lei de Ohm (Eq. 1) e, assim, a determinação da sua condutividade elétrica se torna mais simplificada.

$$V = \frac{R}{I} \quad (1)$$

V – diferença de potencial ou tensão elétrica aplicada, em Volts (V);

R – resistência elétrica do material, em Ohms (Ω);

I – corrente elétrica que flui pelo material, em Amperes (A).

A condutividade elétrica dos solos depende, entre outros fatores, da quantidade e qualidade da água intersticial e da densidade aparente do solo (Pacheco, 2004; Abu-Hassanein *et al.*, 1996; Aquino, 2005). Assim, o teor de umidade, grau de saturação e índice de vazios são os principais índices físicos dos solos que influenciam a sua condutividade elétrica.

Assim, as diferentes condições de compactação dos solos resultarão em diferentes medidas da condutividade elétrica. Um solo mais denso, isto é, com menor índice de vazios, apresentará um menor valor da sua condutividade elétrica (Abu-Hassanein *et al.*, 1996). Por outro lado, esses autores também observaram que para cada tipo de solo poderá haver uma relação direta da

condutividade com o grau de saturação e que esta relação é independente da energia de compactação aplicada.

Existe, portanto, uma certa complexidade nas relações da condutividade elétrica com os índices físicos dos solos. Assim, o método a ser utilizado para aquela medida terá uma enorme importância nas análises.

O método mais comum e de mais fácil utilização na medida da condutividade elétrica é conhecido como “método de duas pontas ou de dois elétrodos”. Ele deve ser aplicado para o caso de materiais ôhmicos (puramente resistivos), e quando se conhece com precisão as dimensões do material (Giroto e Santos, 2002). Esse método consiste na medida da corrente elétrica que passa pelo material quando lhe é aplicado uma diferença de potencial (tensão).

A grandeza inversa à condutividade elétrica (σ) é a resistividade (ρ) e, usar uma ou outra é indiferente. No sistema SI, a unidade para a resistividade é o ohm.m ($\Omega.m$) e para a condutividade elétrica é o Siemens/m (S/m), ou ainda, mho/m. Então, a condutividade elétrica de um sólido pode ser expressa conforme a Eq. 2.

$$\sigma = \frac{I.L}{A.V} \quad (2)$$

I – corrente elétrica que flui pelo material, em Amperes (A);

L – altura do corpo de prova, em cm;

A – área da seção transversal do corpo de prova, em cm²;

V – diferença de potencial aplicada (tensão), em volts.

Samouëlian *et al.* (2005) mencionam que em muitos estudos de campo foi constatado que a resistividade do solo diminui drasticamente para aumentos de umidade volumétrica que ocorrem até 15% e, a partir daí, a resistividade não terá alterações significativas, sendo relativamente constante (Fig. 1).

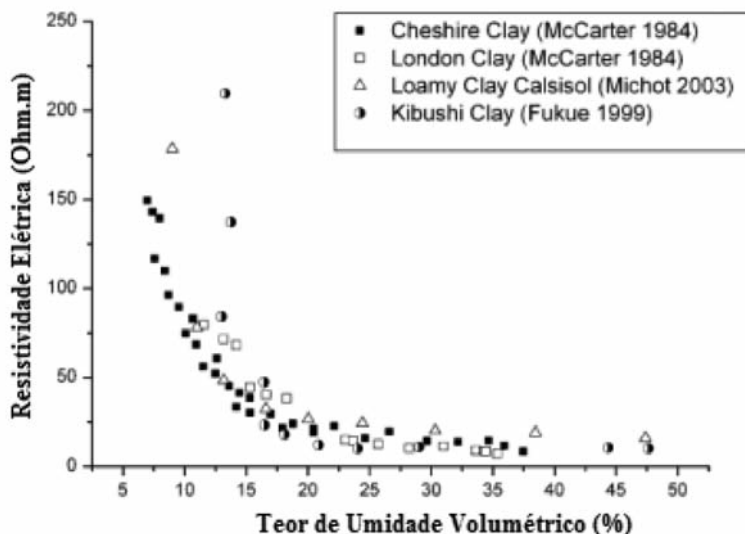


Fig. 1 – Relação da umidade com a resistividade elétrica para diferentes tipos de solos (Samouëlian *et al.*, 2005).

Chic e Islam (2011), estudando os efeitos da compactação dos solos sobre a resistividade elétrica, encontraram o mesmo comportamento desse parâmetro com a umidade gravimétrica (Fig. 2). Neste figura também pode ser observada a influência da densidade seca na condutividade das amostras de solo.

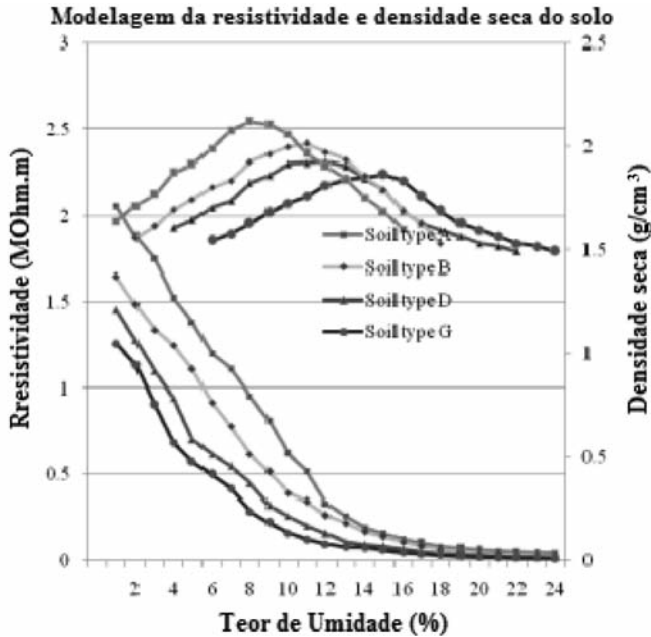


Fig. 2 – Relações da resistividade elétrica com a densidade seca máxima e o teor de umidade para diferentes solos (Chic e Islam, 2011).

As mesmas tendências de comportamento da umidade e densidade em relação à resistividade elétrica foram encontradas nos estudos de Kibria e Hossain (2012) e Bai *et al.* (2013), como atestam as Figs. 3 e 4, respectivamente.

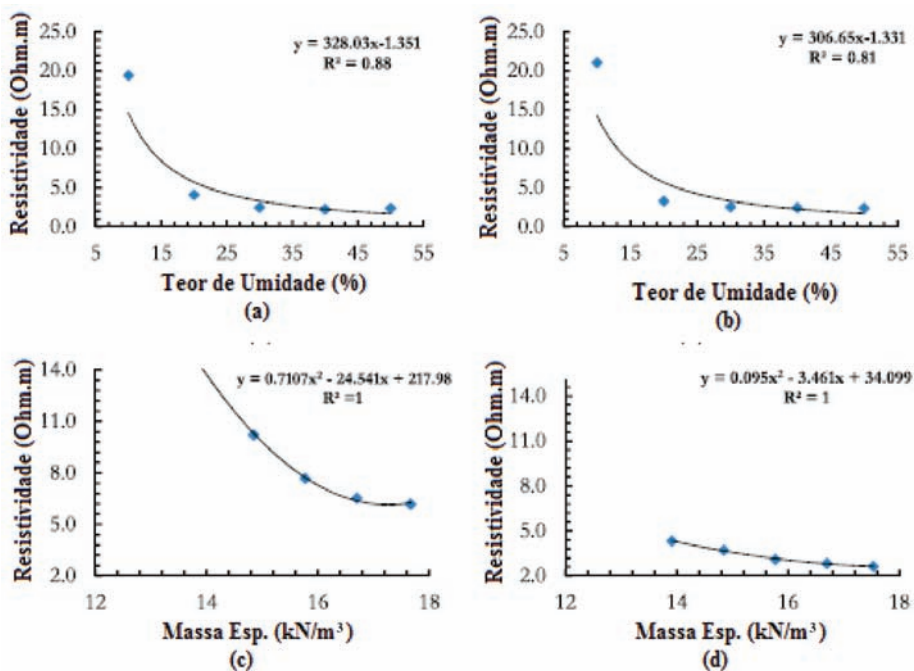


Fig. 3 – Variações da resistividade elétrica com a umidade (a e b) e com a massa específica aparente (c e d) (adaptado de Kibria e Hossain, 2012).

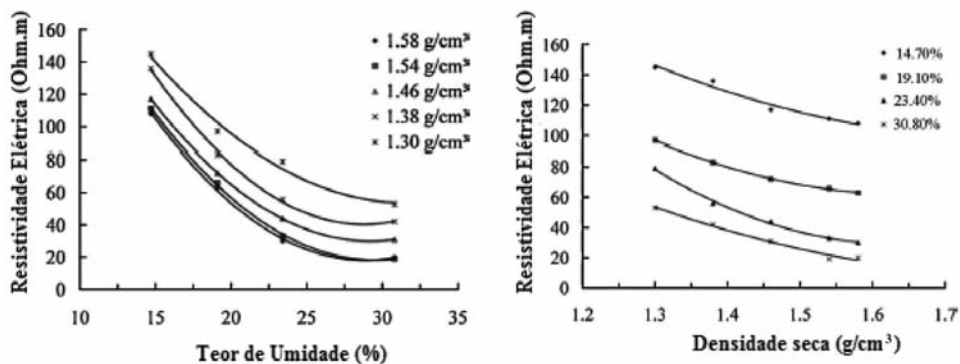


Fig. 4 – Variações do teor de umidade e da densidade seca com a resistividade elétrica (adaptado de Bai *et al.*, 2013).

3 – METODOLOGIA

Adotou-se um programa experimental que partiu da coleta e caracterização de amostras compreendendo um espectro de solos da região central do estado de Minas Gerais, estudados para fins rodoviários pelo Departamento de Estradas de Rodagem (DER-MG). Os locais de coleta das amostras estão próximos das cidades de Barbacena, Itabira, Ipoema, Juiz de Fora, Nova União, Pedro Leopoldo e Sete Lagoas, conforme indicado no mapa da Fig. 5.

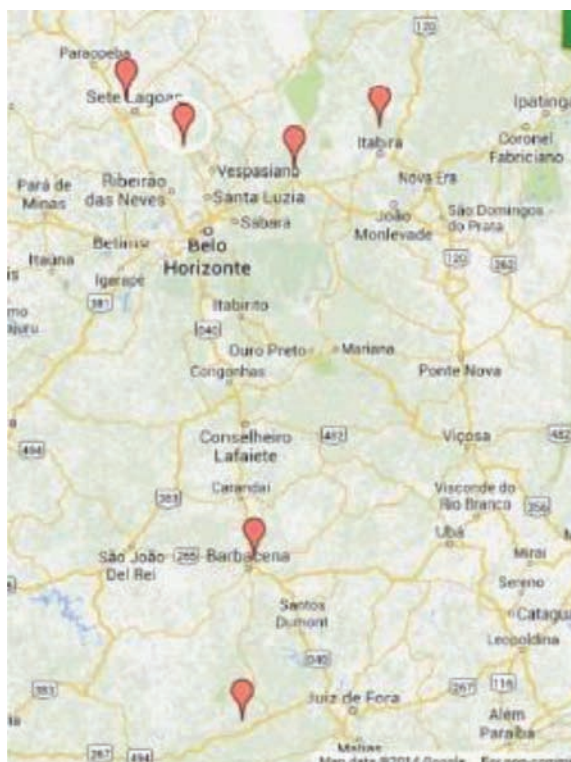


Fig. 5 – Localização das amostras de solo utilizadas no estudo.

Em princípio foram trabalhadas cinco amostras de solo fino fornecidas pelo DER-MG, cuja caracterização consistiu de ensaios de granulometria, densidade do grão, plasticidade e compactação.

A condutividade elétrica do solo foi medida ao final de cada ensaio de compactação (NBR 7182/1986) nas três energias do Proctor (Normal, Intermediário e Modificado) para associar o valor medido com os níveis de umidade e densidade do solo. Essas medidas foram realizadas por meio de equipamento simples consistindo de gerador de tensão contínua de 12V (bateria) e elétrodos de placa de cobre, com 1 mm de espessura, colocados na extremidade das amostras, conforme esquema mostrado na Fig. 6.

A fonte de tensão utilizada foi uma bateria selada para *no break* de 12V, marca Nitro Power, adquirida no mercado (Fig. 7). Os elétrodos foram construídos a partir do corte de duas placas de cobre quadradas, com 10 cm de lado. Os fios e as ponteiros foram adquiridos junto com a bateria no mercado local a custos desprezíveis.

A leitura da corrente foi realizada com um amperímetro analógico de bancada, para medida de corrente contínua (DC), modelo GANZ HDA-2. Sabendo da influência da pressão exercida pelo elétrodo na intensidade da corrente elétrica (Newlands *et al.*, 2008), foi colocado um peso de 1,0 kg, devidamente isolado, sobre a placa do elétrodo de topo no intuito de garantir uma pressão constante sobre as amostras em todas as leituras. A Fig. 7 mostra o esquema de leitura.

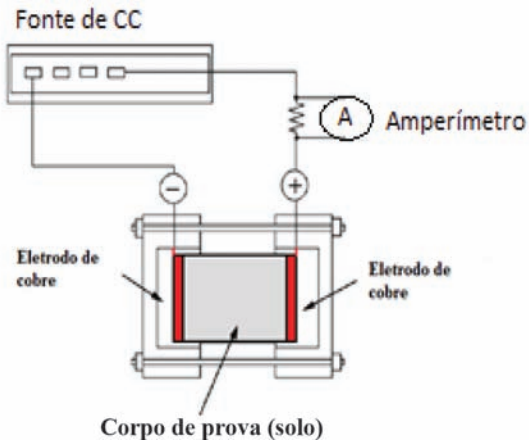


Fig. 6 – Esquema para leitura de resistência elétrica do solo compactado (adaptado de Oh e Jang, 2004).



Fig. 7 – Esquema para a leitura da corrente elétrica do solo compactado.

Assim, a partir da leitura da corrente elétrica (I) obtida no amperímetro, e conhecendo-se a tensão aplicada (V), a altura (L) e a área de contato do eletrodo com a amostra (A), é possível determinar a condutividade elétrica do material utilizando-se a Eq.2.

Desse modo, as variações impostas na umidade e na densidade poderão ser correlacionadas com a condutividade elétrica do solo compactado. As medidas de condutividade elétrica em condições extremas do solo, ou seja, no seu estado de umidade higroscópica e de saturação, não foram possíveis, pois não se consegue compactar o solo nessas condições.

Em uma segunda etapa, foram ensaiadas outras seis amostras de localidades diferentes para verificação da repetibilidade dos resultados e para ampliar o horizonte dos dados obtidos. Essas amostras foram compactadas apenas na energia do Proctor Normal.

4 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados dos ensaios de compactação estão representados no Quadro 1 para todas as amostras estudadas, indicando o valor da condutividade elétrica para aquela condição.

A partir dos ensaios realizados com as amostras na primeira etapa, observou-se uma correlação entre a massa específica seca máxima ($\gamma_{d\text{máx}}$) e umidade ótima ($W_{\text{ót}}$), independente da energia de compactação. Doravante o termo densidade será usado no lugar da massa específica, para simplificar a escrita.

Quadro 1 – Valores característicos dos parâmetros de compactação (energia normal) e da condutividade elétrica ($\mu\text{S/cm}$).

#	Solos	ENERGIA NORMAL			ENERGIA INTERMEDIÁRIA			ENERGIA MODIFICADA		
		$W_{\text{ót}}$ (%)	γ_d (g/cm^3)	K ($\mu\text{S/cm}$)	$W_{\text{ót}}$ (%)	γ_d (g/cm^3)	K ($\mu\text{S/cm}$)	$W_{\text{ót}}$ (%)	γ_d (g/cm^3)	K ($\mu\text{S/cm}$)
1	AG	24,0	1,54	37	-	-	-	-	-	-
2	AM	23,6	1,63	36	-	-	-	-	-	-
3	IP1	25,6	1,38	38	-	-	-	-	-	-
4	IP2	29,0	1,36	63	-	-	-	-	-	-
5	IP6	26,0	1,40	28	-	-	-	-	-	-
6	IP7	25,6	1,32	54	-	-	-	-	-	-
7	AAM	25,0	1,56	55	20	1,62	70	19	1,64	28
8	AVM	19,0	1,64	17	12	1,78	8	15	1,81	6
9	LD	24,0	1,52	25	21	1,62	24	18	1,68	12
10	D135	16,0	1,66	11	15	1,76	20	13	1,80	19
11	SAV	20,0	1,55	8	16	1,64	16	14	1,76	6

Esta correlação é linear e está representada no gráfico da Fig. 8, onde está delimitada pelas faixas de erro de 5%. Os dados do gráfico referem-se a 21 resultados obtidos a partir das 11 amostras de solo estudadas, sendo cinco delas compactadas nas três energias de compactação e as outras seis amostras compactadas apenas na energia normal.

Nesta relação existem reduções proporcionais na densidade seca máxima para aumentos da umidade ótima do solo. Portanto, caso seja confirmado em futuras pesquisas, esse fato pode ser importante na previsão do grau de compactação de aterros, pois seria, junto com a condutividade elétrica, uma relação a mais para aferição. Assim, a determinação da densidade seca no campo seria obtida de forma indireta e mais rápida, portanto.

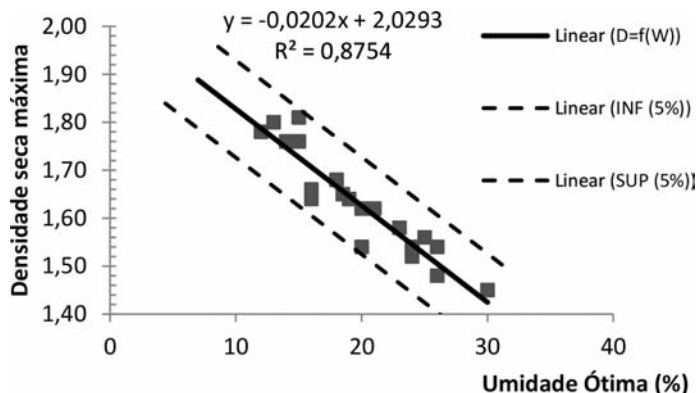


Fig. 8 – Relação entre densidade seca máxima e teor de umidade ótimo das amostras estudadas.

As medidas de condutividade elétrica, por outro lado, quando relacionadas aos parâmetros de compactação dos solos mostram, igualmente, padrões de comportamento que permitem correlacionar as variáveis por meio de uma função matemática. As Figs. 9 e 10 mostram as correlações de condutividade obtidas respectivamente com a densidade seca máxima (polinomial) e a umidade ótima (linear). Neste conjunto de dados acrescentou-se os valores obtidos no estudo de Aquino (2005) no sentido de aferir seu comportamento, mesmo sendo utilizada uma metodologia diferente na obtenção desses dados.

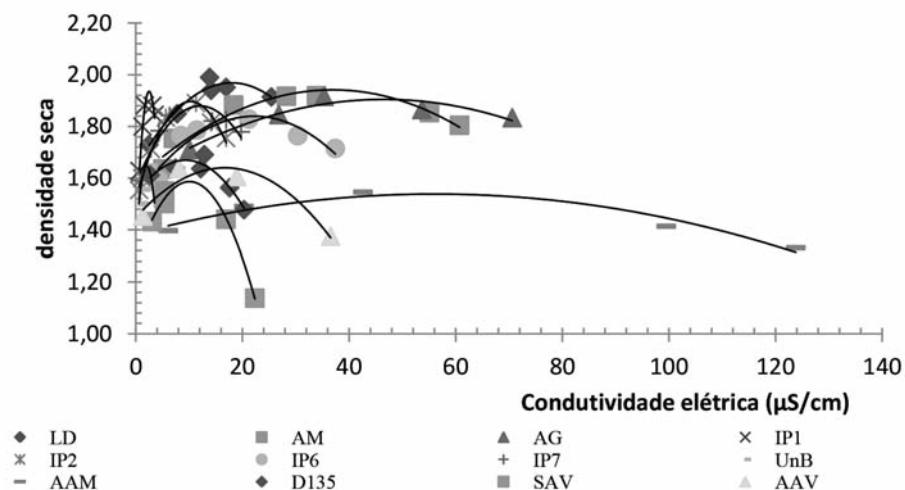


Fig. 9 – Relações da condutividade elétrica com a densidade seca.

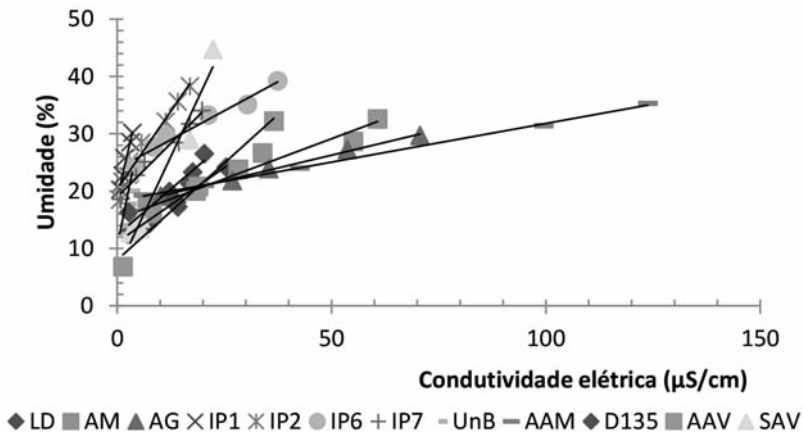


Fig. 10 – Relações da condutividade elétrica com a umidade ótima.

Conseqüentemente, a partir dessas relações pode-se obter a condutividade elétrica associada aos parâmetros de compactação (densidade seca máxima e umidade ótima). Essas relações, no entanto, apresentaram-se dispersas para o conjunto dos dados obtidos. Apenas o conjunto das cinco amostras com maior teor de finos ($\geq 60\%$) indicou haver alguma correlação, conforme pode ser visto no gráfico da Fig. 11.

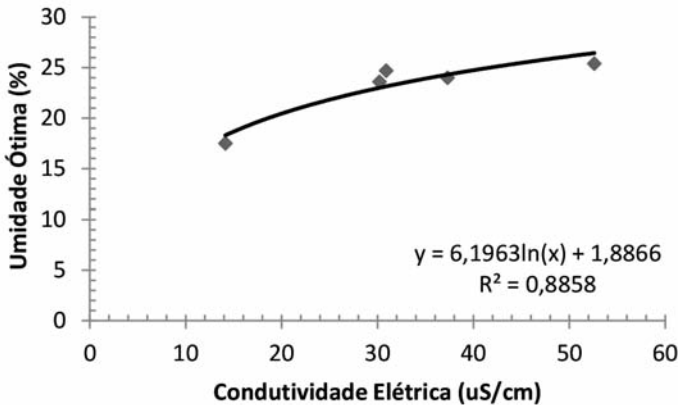


Fig. 11 – Relação da condutividade elétrica com a umidade ótima para solos finos.

No entanto, a reta de regressão da umidade *versus* condutividade, que doravante será chamada de “reta de condutividade”, denota uma relação mais consistente. Observou-se que existe uma relação entre os coeficientes da equação da reta com os parâmetros de compactação de cada um deles. Para o coeficiente linear (B) da reta de condutividade os resultados mostraram-se mais promissores, como pode ser visto nos gráficos das Figs. 12 e 13. Esse coeficiente doravante será chamado de “coeficiente de condutividade”.

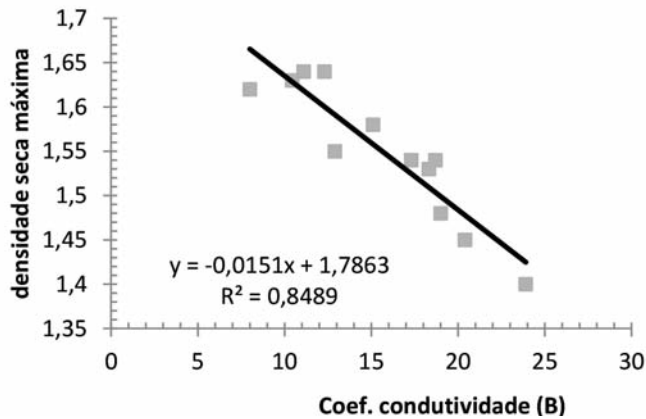


Fig. 12 – Relações do coeficiente de condutividade com a densidade seca máxima.

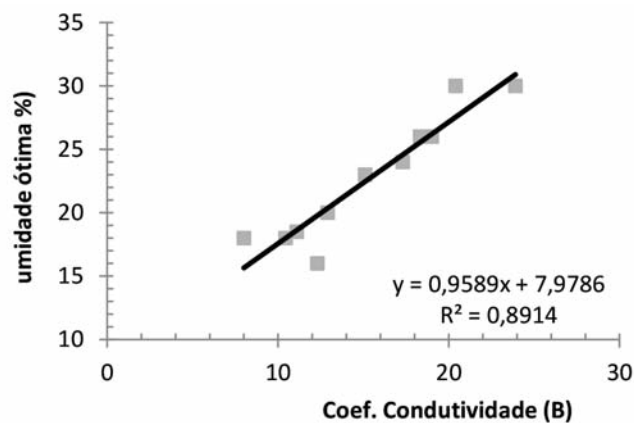


Fig. 13 – Relações do coeficiente de condutividade com a umidade ótima.

O Quadro 2 apresenta um comparativo entre os resultados experimentais e aqueles calculados a partir das relações matemáticas da condutividade, para as amostras estudadas. Ressalta-se que os valores da densidade seca máxima assim obtidos, são perfeitamente aferidos a partir da reta de regressão da Fig. 8.

Acredita-se, portanto, que a partir dos modelos matemáticos representados nas Figs. 12 e 13 seja possível uma estimativa consistente dos parâmetros de compactação do solo utilizando apenas a medida da condutividade elétrica do solo compactado. Essa medida pode, naturalmente, ser realizada em campo sobre uma amostra indeformada.

É preciso ressaltar que as curvas de referência apresentadas aqui foram determinadas apenas para onze amostras aleatórias de solos compactados na energia do Proctor Normal. Trata-se, portanto, de uma pesquisa piloto em que foi encontrada uma forte tendência de correlação, mas, no entanto, será necessário um maior número de resultados para aferir mais adequadamente as correlações demonstradas. Portanto, o estudo está apenas na fase inicial da elaboração de um grande banco de dados dos solos do estado de Minas Gerais.

Quadro 2 – Comparativo entre os valores experimentais e previstos pelas relações matemáticas observadas.

Amostras	Coef. linear	Valores experimentais		Valores previstos	
	(B)	W _{ót}	γ _d	W _{ót}	γ _d
AM	15,10	23,0	1,58	22,5	1,558
AG	17,30	24,0	1,54	24,6	1,535
LD	11,10	18,5	1,64	18,6	1,618
IP1	18,70	26,0	1,54	25,9	1,504
IP2	20,40	30,0	1,45	27,6	1,478
IP6	23,90	30,0	1,40	30,9	1,435
IP7	19,00	26,0	1,48	26,2	1,499
UnB	10,44	18,0	1,63	18,0	1,628
AAM	18,32	26,0	1,53	25,6	1,509
MG135	11,80	16,0	1,64	19,8	1,600
AAV	8,0	18,0	1,63	15,7	1,665
SAV	12,9	20,0	1,55	20,4	1,591

Então, a densidade seca do solo poderá ser obtida no campo a partir da extração de uma amostra indeformada e, com a medida da condutividade elétrica conforme ilustrado na Fig. 7. Este valor da condutividade elétrica, juntamente com a umidade determinada, fornecerão o coeficiente de condutividade (B) que, por sua vez, será usado para a estimativa dos parâmetros de compactação do solo. Estes valores, densidade seca máxima e teor de umidade ótimo, ainda poderão ser aferidos pela equação que os relaciona (Fig. 8). Assim, obtendo-se a relação entre a densidade seca máxima de laboratório e a densidade seca obtida no campo, estabelece-se o grau de compactação apresentado pelo solo, conforme a Equação 3.

$$GC (\%) = \frac{\gamma_{d\text{campo}}}{\gamma_{d\text{laboratório}}} \quad (3)$$

Vale ressaltar que a umidade da amostra extraída em campo poderia ser estimada a partir da sua reta de condutividade (Fig. 10). Porém, a determinação da umidade no campo é tarefa fácil e pode auxiliar na melhor precisão da estimativa, ou seja, minimiza o erro embutido nas regressões.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados dos testes sinalizam para a existência de um padrão de comportamento nas relações entre os parâmetros de compactação do solo e a sua condutividade elétrica. Desse modo, acredita-se que é possível obter em campo uma estimativa indireta e rápida dos parâmetros de compactação do solo e, também, do grau de compactação de aterros de estradas, barragens, edificações, etc.. Para o grau de compactação seria suficiente a retirada de uma amostra indeformada do solo compactado a partir de equipamentos existentes para essa finalidade.

Esse método traz uma redução substancial no tempo gasto para determinação do grau de compactação do solo no campo, pois elimina o processo do frasco de areia para obtenção da densidade seca. Além disso, a determinação da umidade em campo pelos métodos expeditos convencionais deverá ser utilizada para melhor aferir o valor da densidade seca obtido na curva de referência.

Na medida em que novos estudos sejam realizados com novas amostras de solo, os resultados poderão confirmar as tendências e conferir maior confiabilidade às correlações encontradas nesse estudo, além de maior precisão. Desse modo vislumbra-se com certo otimismo a possibilidade de obtenção dos parâmetros de compactação contando apenas com dois pontos de umidade de compactação.

A Fig. 14 apresenta a chave para esta obtenção a partir da reta experimental de condutividade do solo e das retas modeladas a partir do coeficiente de condutividade B.

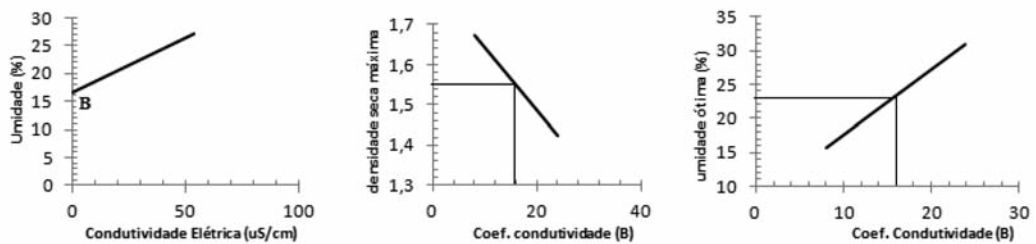


Fig. 14 – Relações do coeficiente de condutividade com a umidade ótima.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Departamento de Estradas de Rodagem de Minas Gerais (DER-MG) e à Cerâmica Jacarandá pelo fornecimento das amostras dos solos utilizados na pesquisa. Agradecimentos especiais são dirigidos à Fundação de Amparo à Pesquisa de Minas Gerais (FAPEMIG), pelo fomento às pesquisas de iniciação científica júnior realizadas no CEFET-MG.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abu-Hassanein, Z.S.; Benson, C.H.; Blotz, L.R. (1996). *Electrical resistivity of compacted clays*. Journal of Geotechnical Engineering, v. 122, nº 5, pp. 397-406.
- Aquino, F.R. (2005). *Estudo comparativo entre a resistividade elétrica e características geotécnicas de um solo argiloso compactado*. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 117 p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 7182 (1986). *Solo – Ensaio de compactação*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 7185 (1986). *Solo – Determinação da massa específica aparente, “in situ”, com emprego do frasco de areia*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 9813 (1987). *Solo – Determinação da massa específica aparente in situ, com emprego do cilindro de cravação*. Método de ensaio. Rio de Janeiro.

- Bai, W.; Kong, L.; Guo, A. (2013). *Effects of physical properties on electrical conductivity of compacted lateritic soil*. J. Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, v.5, pp. 406-411.
- Chic, Z.; Islam, T. (2011). *Study of chemical effects on soil compaction characterizations through electrical conductivity*. International Journal of Electrochemical Science. v. 6, pp. 6733-6740.
- DNIT (2006). Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisas. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. *Manual de Pavimentação*. 3ª ed., Rio de Janeiro.
- DNER ME 052/94 (2004). *Solos e agregados miúdos – determinação da umidade com emprego do “Speedy”*. Norma Rodoviária. Método de Ensaio, pp.01-04.
- Giroto, E.M., Santos, I.A. (2002). *Medidas de resistividade elétrica DC em sólidos: como efetuarlas corretamente*. Quim. Nova, Vol. 25, No. 4, pp. 639-647.
- Kibria, G.; Hossain, M.S. (2012). *Investigation of geotechnical parameters affecting electrical resistivity of compacted clays*, J. Geotech. Geoenviron. Eng., 138(12), 1520-1529.
- McCarter, W.J.; Desmazes, P. (1997). *Soil characterization using electrical measurements*. Géotechnique, v. 47, N° 1, pp. 179-183.
- Newlands, M.D.; Jones, M.R.; Kandasami, S.; Harrison, T.A. (2008). *Sensitivity of electrode contact solutions and contact pressure in assessing electrical resistivity of concrete*. Materials and Structures. v. 41. pp. 621-632.
- Oh, B.H.; Jang, S.Y. (2004). *Prediction of diffusivity of concrete based on simple analytic equations*. Cement and Concrete Research. v. 34, pp. 463-480.
- Pacheco, A.O. (2004). *Aplicação do cone resistivo em solos saturados*. Dissertação de Mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro. 150p.
- Samouëlian, A.; Cousin, I., Tabbagh, A.; Bruand, A.; Richard, G. (2005). *Electrical resistivity survey in soil science: a review*. Soil & Tillage Research, v. 83, pp. 173-193.



Construction over Soft Soils



Surficial Stabilisation Systems

SOILS AND ROCKS PROBLEMS? WE HAVE THE SOLUTION



Rockfall Protection Barriers



Foundation and Basal Reinforcement

BRASIL
Phone: 55 (11) 4525-5000
Fax: 55 (11) 4599-4275
maccaferri@maccaferri.com.br
www.maccaferri.com.br

PORTUGAL
Phone: (351) 218 968 282
Fax: (351) 218 968 078
portugal@abianchini.pt
www.abianchini.es

MACCAFERRI
Engineering a better solution



GEOLOGIA - GEOTECNIA - FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS



BARRAGENS DE ATERRO - OBRAS SUBTERRÂNEAS - ESTRUTURAS DE SUPORTE



FUNDAÇÕES ESPECIAIS - TRATAMENTO DE TERRENOS - GEOMATERIAIS

CENOR Consultores, S. A.

PORTUGAL | ANGOLA | ARGÉLIA | BRASIL | CABO VERDE | COLÓMBIA
MALAWI | MARROCOS | MOÇAMBIQUE | TIMOR LESTE | VENEZUELA

Rua das Vigias, 2. Piso 1 | Parque das Nações | 1990-506 LISBOA . PORTUGAL
T. +351.218 437 300 | F. +351.218 437 301 | E. cenor@cenor.pt





PROVA DE CARGA ESTÁTICA

Célula Expansiva Hidrodinâmica®

DISPENSA SISTEMA DE REAÇÃO

- Ideal para qualquer capacidade de carga.
- Economia, segurança e rapidez na execução.
- Indicado para todos os tipos de fundação.
- Pioneira mundial em prova de carga estática bidirecional.

“Há 44 anos desenvolvendo nossas tecnologias, soluções inteligentes e criativas dentro da engenharia de solos.”

REFORÇO DE FUNDAÇÕES

MICROESTACA ARCOS®:

- Ideal para reforço de fundações e cravação de estacas em locais de difícil acesso.
- Economia, segurança e rapidez na execução.



Desde 1969

+55 31 3274.0155 | www.arcos.eng.br
Belo Horizonte - MG - Brasil

ARCOS 44
engenharia de solos anos



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

Certificada ISO 9001 por



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



Geotecnia e Reabilitação

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, nº488 – 14º - Conj. 1401
CEP 01451 - 010 - Itaim Bibi - São Paulo
Tel.: [+55] 112 144 5700
Fax: [+55] 112 144 5704

• Espanha
Avenida Alberto Alcocer, nº24 – 7º C
28036 Madrid
Tel.: [+34] 915 550 903
Fax: [+34] 915 972 834

• Moçambique
Avenida Julyus Nyerere, 130 – R/C
Maputo
Tel.: [+258] 214 914 01
Fax: [+258] 214 914 00

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



TECCO® SYSTEM³ – Seu talude estabilizado

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

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

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

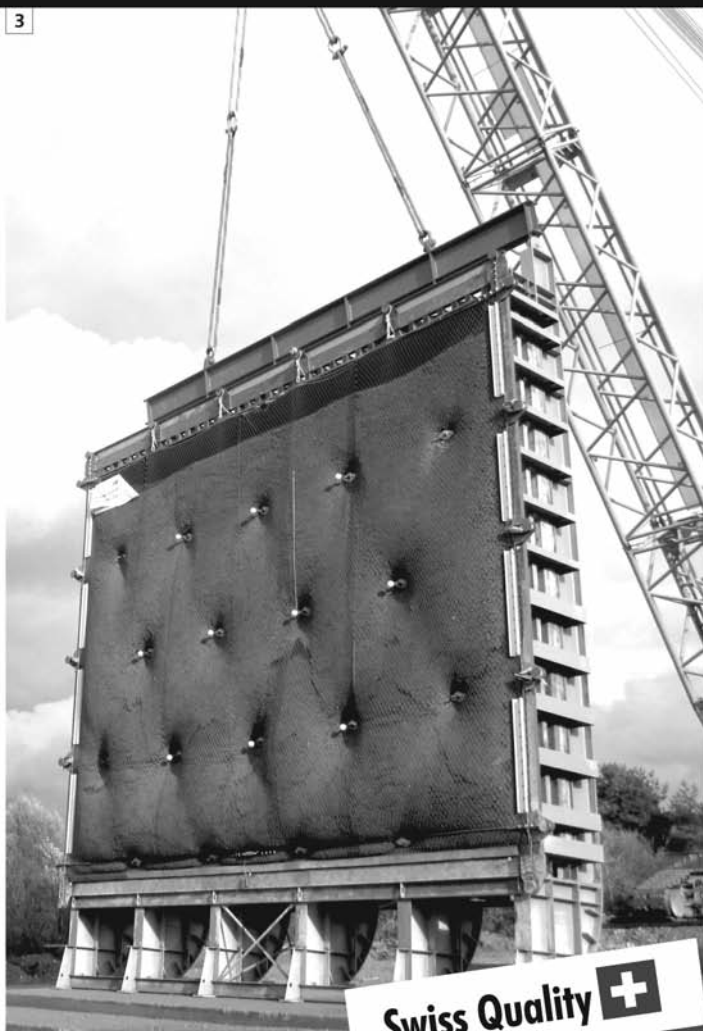
Para um estudo preliminar de solução de estabilização ou de riscos de desastres naturais nas obras em que você atua, entre em contato conosco através do e-mail info@geobrugg.com



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



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



Swiss Quality 

SOLOS MOLES?

CPR[®]

CONSOLIDAÇÃO PROFUNDA RADIAL

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

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



Vantagens do CPR

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

www.engegraut.com.br

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

SPECIALISTS IN GEOTECHNICAL IN-SITU TESTS AND INSTRUMENTATION

GEOTECHNICAL SERVICES (onshore and offshore)

IN-SITU TESTS

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

INSTRUMENTATION

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

SAMPLING

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

ENVIRONMENTAL

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

0800 979 3436

São Paulo: +55 11 8133 6030

Minas Gerais: +55 31 8563 2520 / 8619 6469

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



geofix

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

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

Pionerismo que se traduz em confiança e qualidade para sua obra.

tgeotecnia

na génese da
construção

dstgroup



Onde a engenharia começa.

Por detrás de uma grande obra está sempre uma grande empresa.

A tgeotecnia, apresenta-se no mercado nacional e espanhol com um vasto leque de soluções, dotada da mais avançada tecnologia e quadros competentes, indispensáveis à elaboração de estudos, projectos e obras geotécnicas. Actualmente, a tgeotecnia dedica-se a todo o tipo de trabalhos desde a prospeção geológico-geotécnica, desenvolvimento de projectos da especialidade até à execução de obras de estabilização de taludes, contenções, tratamento de terrenos e fundações especiais.

As obras realizadas e a satisfação de tantos clientes, bem como inúmeros projectos em crescimento, são a prova de que compensa fazer da inovação a alavanca do desenvolvimento.

tgeotecnia
Na génese da construção.

a dst group company

t + 351 253 307 285 | geral@tgeotecnia.pt | www.dstsgps.com



© HUESKER

15

15

Deutsche Technologie e um toque brasileiro.

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

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

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

Fale com a Huesker:
www.huesker.com.br
huesker@huesker.com.br
(12) 3903 9300



HUESKER

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

CONSULTORES DE ENGENHARIA E AMBIENTE

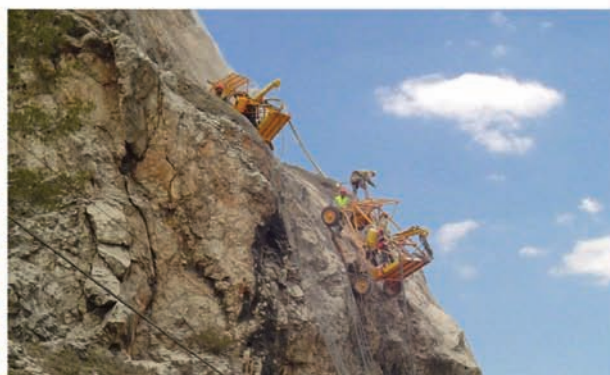


COBA



GEOLOGIA E GEOTECNIA

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



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



PORTUGAL

REGIÃO CENTRO E SUL

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

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

REGIÃO NORTE

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

ANGOLA

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

MOÇAMBIQUE

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

ARGÉLIA

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

BRASIL

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

Fortaleza

Av. Senador Virgílio Távora 1701, Sala 403
Aldeota - Fortaleza CEP 60170 - 251
Tel.: (55 85) 3244 32 85
Fax: (55 85) 3244 32 85
E-mail: coba1@eisenhower.com.br

EMIRATOS ÁRABES UNIDOS

LLJ Business Center, Al Jazeera Stadium
PO Box 38360, Abu Dhabi - U.A.E.
Tel: (971) 2 495 0675
Fax: (971) 2 4454672

APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS

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

A decisão de publicar um trabalho na revista compete à Comissão Editorial, competindo-lhe também a respetiva classificação. Cada trabalho será analisado por pelo menos três revisores. Os pareceres dos revisores serão apresentados no prazo de um mês.

As Instruções para os Autores e o "Template" para formatação de originais podem ser obtidos de <http://www.spgeotecnia.pt>.

A submissão dos trabalhos à revista Geotecnia é efetuada através da página eletrónica com o endereço <http://www.revistageotecnia.com/>. Através dessa plataforma, far-se-á a comunicação entre a direção da revista, o corpo editorial e os autores para a revisão dos trabalhos. Outras informações e esclarecimentos adicionais podem ser pedidos a:

Direção da Revista Geotecnia
SPG, a/c LNEC
Av. Brasil, 101
1700-066 Lisboa
Portugal
E-mail: editor@revistageotecnia.com

PRESENTACIÓN DE ORIGINALES

Los trabajos para publicar en la revista Geotecnia se clasifican en "Artículos", "Notas Técnicas" y "Discusiones" de artículos anteriormente publicados en la revista. Se recomiendan especialmente artículos que describan el estudio de casos de obra que incorporen trabajos originales relevantes en la práctica de la ingeniería civil.

La decisión de publicar un trabajo en la revista compete a la Comisión Editorial, correspondiéndole también la respectiva clasificación. Cada trabajo será analizado por al menos tres revisores. Los revisores presentarán sus pareceres sobre los artículos en el plazo de un mes.

Las Instrucciones para los Autores y el "Template" para formatear originales pueden ser obtenidos en <http://www.spgeotecnia.pt>.

La remisión de los trabajos a la revista Geotecnia se efectúa a través de la página electrónica con la dirección <http://www.revistageotecnia.com/>. A través de esta plataforma se realizará la comunicación entre la dirección de la revista, el cuerpo editorial y los autores para la revisión de los trabajos. Informaciones y esclarecimientos adicionales pueden solicitarse a:

Dirección de la Revista Geotecnia
SPG, a/c LNEC
Av. Brasil, 101
1700-066 Lisboa
Portugal
E-mail: editor@revistageotecnia.com

- 3 Simulação de fluxo vertical em aterro sanitário: um estudo de caso
Victoria Ottoni Almeida de Souza, Claudio Fernando Mahler, Martinus Theodorus van Genuchten, Elizabeth May B. D. Pontedeiro
- 21 Barreiras verticais de contenção de contaminantes em águas subterrâneas: análise hierárquica
José Henrique Ferronato Pretto, Priscila Batista, Adilson do Lago Leite, Alessander Christopher Morales Kormann, Marcelo Henrique Farias de Medeiros, Roberta Bomfim Boszczowski
- 43 Misturas de solo laterítico e bentonita como barreiras alternativas para aterros sanitários no Brasil
Thiago Luiz Coelho Morandini, Adilson do Lago Leite
- 61 Datação de sedimentos costeiros e uso do piezocone para definir estratigrafia
Claudio Renato Rodrigues Dias, Everaldo Bastos
- 87 Propriedades geotécnicas dos sedimentos da Formação Barreiras no litoral do Rio Grande do Norte - Brasil
Olavo Francisco dos Santos Júnior, Roberto Quental Coutinho, Ricardo Nascimento Flores Severo
- 109 Estudo de estabilidade de taludes na mina de São Luís em Catas Altas/MG combinando SIG e métodos de investigação usuais
Ítalo Prata de Menezes, Oswaldo Augusto Filho
- 127 Critérios para determinar o teor em cimento no solo para uso como camada de pavimento
Saul Barbosa Guedes, Roberto Quental Coutinho, António Viana da Fonseca
- 147 Avaliação do grau de compactação de solos com uso da condutividade elétrica
João Marcos Miranda Vaillant, Laine Aparecida da Silva, Guilherme Resende Tecianelli