

**124** Março  
2012

# GEOTECNIA

**Revista Luso-Brasileira de Geotecnia**



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



**DIRETOR:**

António Silva Cardoso, FEUP

**DIRETOR - ADJUNTO:**

Márcio Muniz de Farias, UnB

**COMISSÃO EXECUTIVA:**

Jaime Alberto dos Santos, IST  
Armando Nunes Antão, FCT/UNL

*A Revista GEOTECNIA foi publicada pela primeira vez em Junho de 1971, tendo como fundador Úlpio Nascimento e primeiro Director José Folque. Desde esta data tem vindo a publicar-se ininterruptamente, editando, em média, três números por ano. A partir de Março de 2007 passou a ser editada conjuntamente pelas Sociedades de Geotecnia de Portugal e Brasil: SPG, ABMS e ABGE e, a partir de Março de 2011, pela SPG e ABMS.*

**COMISSÃO EDITORIAL 2010-2012**

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

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



**SPG**

a/c LNEC

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



**ABMS**

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

- 3 Editorial** **António Silva Cardoso**
- 5 Influência dos mecanismos de reação nas propriedades físicas e químicas de dois solos tropicais melhorados com cimento e cal** **Fernando Henrique M. Portelinha  
Dario Cardoso de Lima  
Maurício Paulo Ferreira Fontes  
Carlos Alexandre Braz de Carvalho  
Rafaela Sena Stehling**
- 31 O modelo de estado crítico e o solo residual granítico – a influência do BTEX** **Luís José Andrade Pais  
Luís Manuel Ferreira Gomes**
- 47 Influência do material plástico mole nos parâmetros de resistência dos resíduos sólidos urbanos “pré-tratados”** **Andre Vinicius de Azevedo Borgatto  
Cláudio Fernando Mahler  
Kai Münnich**
- 57 Classificação de maciços rochosos a partir de escâner a laser terrestre** **André Nagalli  
Alberto Pio Fiori**
- NOTA TÉCNICA**
- 81 Notas sobre a estabilidade das encostas na Estrada da Leba, na Serra da Chela** **Amândio Teixeira-Pinto  
Manuel J.A. Leal Gomes**



## **Editorial**

*António Silva Cardoso*

Diretor da Revista Geotecnia (2008-2012)

---

No período de 4 anos que agora termina tive a honra e o prazer de assumir o cargo de Diretor da Revista Geotecnia. Foi um período marcado pela dificuldade em pôr eficientemente em marcha a colaboração conjunta entre colegas brasileiros e portugueses na gestão científica e técnica da revista. Sou totalmente consciente de que provavelmente não se conseguiu aquilo que se esperaria de nós. Se há responsabilidades a assumir por tal fato elas correspondem-me todas a mim.

Aos outros membros portugueses da direcção, os colegas Armando Antão e Jaime Santos, devo e quero agradecer a colaboração empenhada no decurso destes 4 anos. O papel colaborativo assumido pelos Diretores-Adjuntos brasileiros Newton Moreira de Souza, Lázaro Zuquette e Márcio Muniz de Farias deve também ser realçado.

À nova direcção, liderada pelo meu colega, amigo e vizinho de gabinete (na FEUP) José Couto Marques e integrada pela Madalena Barroso, pelo Paulo Coelho, pela parte portuguesa, e pelo Márcio Muniz de Farias, pela parte brasileira, desejo as maiores felicidades na condução da revista, importante elo de ligação da comunidade geotécnica que se expressa em português.

Com efeito, cabe à revista um papel muito relevante no desenvolvimento da comunidade geotécnica e no apoio à sua actividade nos vários domínios em que é exercida. Como a revista não existe sem autores e, de modo a garantir a imprescindível qualidade técnica e científica, sem revisores qualificados, é essencial reconhecer e agradecer a sua colaboração e apelar a que ela se mantenha e, se possível, se aprofunde, quer pelo envio para publicação de contributos de ainda maior qualidade, quer pela rapidez nas acções de avaliação dos artigos submetidos.

A finalizar, se me é permitido expressar um sentimento pessoal, devo dizer que fiquei muito satisfeito pela feliz escolha da nova direcção, constituída por colegas muito empenhados e capazes, em particular o José Couto Marques, que me habituei a admirar e cuja amizade muito prezo.

*António Silva Cardoso*



# INFLUÊNCIA DOS MECANISMOS DE REAÇÃO NAS PROPRIEDADES FÍSICAS E QUÍMICAS DE DOIS SOLOS TROPICAIS MELHORADOS COM CIMENTO E CAL

Influence of reaction mechanisms in the physical and chemical properties of two tropical soils modified with cement and lime

Fernando Henrique Martins Portelinha\*

Dario Cardoso de Lima\*\*

Maurício Paulo Ferreira Fontes\*\*\*

Carlos Alexandre Braz de Carvalho\*\*\*\*

Rafaela Sena Stehling\*\*\*\*\*

**RESUMO** – O artigo consiste na avaliação do emprego de baixos teores de cal e cimento, na modalidade de solos modificados, nas alterações das propriedades físicas e químicas de dois solos tropicais, enfatizando a influência dos mecanismos de reação a curto prazo. Para tal, ensaios de caracterização geotécnica de limites de liquidez, plasticidade e análises de granulometria foram realizados em amostras de solos modificados com 1%, 2% e 3% de cal e cimento, representando as características físicas dos solos. A caracterização química foi baseada nas determinações do pH, CTC e concentração de cátions de cálcio. Ainda, se analisou a influência do tempo decorrido entre mistura e realização dos ensaios. De modo a avaliar a significância da influência do tempo na variação dos valores do IP e frações granulométricas, utilizou-se de análises estatísticas de variância e testes de médias. Resultados mostraram aumentos nos valores de pH, CTC e íons cálcio com o incremento dos agentes modificadores. Maiores alterações nos parâmetros físicos e químicos foram observados nas misturas do solo laterítico do que com o solo saprolítico. De modo geral, as propriedades físicas tiveram maiores alterações com cimento, inclusive considerando o efeito imediato nas propriedades analisadas. Não foi observado tempos limites para o uso de cal. Já o cimento apresentou melhorias mais significativas em maiores tempos entre mistura e ensaios, enfatizando as reações de hidratação e cimentação como dominantes.

**ABSTRACT** – This paper intends to evaluate the influence of low contents of lime and cement, in soil modification category, on chemical and physical properties of two tropical soils, emphasizing reaction mechanism influences in the short term. For these purposes, geotechnical index properties of liquid limit, plastic limit and grain size distribution were carried out in samples of mixtures of soils and 1%, 2% and 3% of lime and cement, representing physical properties of soils. Chemical characterization was based on pH, CEC, and concentration of calcium. Additionally, the effect of elapsed time between mixture and tests was evaluated. Variance statistical analyses and test of means were performed in order to verify the significance of the variable time on the IP and grain size distributions. Results showed increases on chemical parameters pH, CEC, and ions of calcium with increasing of the stabilizers contents. Alterations on physical and chemical parameters were higher in mixtures of the lateritic soil than in mixtures of the saprolitic soil. Physical properties showed higher alterations with cement, even when taking into account the instantaneous effect on

---

\* Doutorando em Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, E-mail: fernando@sc.usp.br

\*\* Prof. Titular, Depto. de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, E-mail: declima@ufv.br

\*\*\* Prof. Titular, Depto. de Solos, Universidade Federal de Viçosa, E-mail: mpfontes@ufv.br

\*\*\*\* Prof. Associado, Depto. de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, E-mail: cabraz@ufv.br

\*\*\*\*\* Bolsista de IC, PROBIC FAPEMIG/UFV, Depto. de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa.

these properties. The use of lime did not show that there is a best elapsed time between mixture and testing. On the other hand, cement had significant improvements with longer elapsed time, emphasizing hydration and cementation reactions as the most effective.

**PALAVRAS CHAVE** – Estabilização química, mecanismos de reação, solos modificados.

## 1 – INTRODUÇÃO

Considerando a realidade técnica e o estado atual da malha viária brasileira, infere-se que há um campo considerável para pesquisas relativas ao emprego de estabilizantes químicos que possam produzir boas misturas para uso como camadas do pavimento rodoviário, do ponto de vista técnico e econômico. Com o uso de baixos teores de cal hidratada e cimento Portland, na modalidade de solos melhorados, em acordo com a terminologia do Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes do Brasil (DNIT, 2006), pode-se obter materiais com grande potencial para emprego como camadas de melhoria do subleito, reforço, sub-base e, mesmo, base de pavimentos. Outro aspecto relevante é que razões de natureza econômica de mercado podem, temporalmente, definir o emprego de um ou de outro desses estabilizantes em obras rodoviárias.

As soluções para a estabilização química de solos são bastante discutidas na literatura (Ingles e Metcalf, 1973; Rico e Del Castillo, 1977; Osula, 1991; Ferraz, 1994; Alcântara, 1995; Bell, 1996; Lima *et al.*, 2003; Cristelo e Jalali, 2004; Osinubi, 2006; Trindade, 2006). Mas, nos últimos anos, tem havido uma crescente preocupação em buscar estabelecer princípios teóricos que possam explicar os mecanismos de atuação de cada um dos agentes estabilizantes disponíveis no mercado, particularmente no caso da estabilização química dos solos de clima tropical (Osula, 1996; Osinubi, 2006; Trindade, 2006).

Resultados de trabalhos que mostram a eficiência do cimento e da cal na estabilização de solos arenosos e argilosos têm sido relatados na literatura (Herrin e Mitchell, 1961; Ingles e Metcalf, 1973; TRB, 1976; Aiban, 1994; Bhattacharja *et al.*, 2003; Cristelo e Jalali, 2004). Contudo, poucos estudos têm sido desenvolvidos no campo da modificação de solos tropicais no Brasil e ao nível internacional, podendo-se referir, respectivamente, aos trabalhos de Pinto (1964), em que se apresentam resultados de pesquisa realizada com um solo A-7-5 estabilizado com cimento e cal, de Osula (1996), em que se aborda a influência da adição de cimento e cal nas propriedades índices de caracterização geotécnica de um solo laterítico. Cabe salientar que a modalidade de solo modificado (ou melhorado) quimicamente é classificado como misturas com baixos teores de estabilizantes - até 4% de acordo com o DNIT (2006) – enquanto valores acima destes são classificados como solos estabilizados quimicamente.

Os solos de clima tropical costumam apresentar comportamentos diferenciados daqueles formados em regiões temperadas. Em ambientes tropicais, as condições de intemperismo conduzem à formação de materiais cuja composição mineralógica é basicamente o argilomineral caulinita (haloisita), óxidos-hidróxidos de Fe e Al, e quartzo, em maior ou menor proporção, distribuídos ao longo de suas frações granulométricas. Tais características condicionam as diferentes reações físico-químicas, quando comparadas às que ocorrem nos solos de clima temperado, respondendo diferentemente a estabilização com o uso de cal e cimento. Segundo Attoh-Okine (1995), as características dos solos que influenciam as reações solo-cal são: pH do solo, teor de matéria orgânica, drenagem natural, presença excessiva de sódio permutável, mineralogia da fração argila, grau de intemperismo, presença de carbonatos e/ou sulfatos, ferro extraível, relação sílica/alumina e relação sílica/sesquióxidos.

Outro aspecto de grande interesse no emprego de aditivos químicos em estradas como agentes de cimentação ou aglomerantes é a análise da influência do tempo decorrido entre mistura e exe-

cução do produto final (camada do pavimento acabada), haja vista o conjunto de limitações práticas de execução das misturas no campo (Sant'Ana, 2003). Ingles e Metcalf (1973) relatam a perda de resistência de dois solos estabilizados com o teor de 10% de cimento e cal, devido o retardamento no processo de compactação na energia normal de compactação.

Quanto aos mecanismos que regem a estabilização solo-cal, informa-se que as reações se iniciam com a dissociação da cal na presença de água na forma de íons  $\text{Ca}^{2+}$  e  $\text{OH}^-$ , ocasionando elevação do pH do solo. O excesso dos íons  $\text{Ca}^{2+}$  provoca a expulsão dos cátions presentes nos sítios de troca, ou são adsorvidas pelo solo se houver ânions disponíveis na superfície da partícula (TRB, 1976; Osula, 1996). As reações de efeito imediato são inicialmente correlacionadas com propriedades físicas dos solos, especialmente, com os limites de Atterberg e a granulometria (Lima *et al.*, 2003). Alguns fenômenos que podem originar esse efeito no processo da interação da cal com um solo fino são: reações de troca catiônica, floculação-aglomeração, compressão da dupla camada elétrica, adsorção de cal, reações pozolânicas e cimentação.

Hilt e Davidson (1960) argumentam que o aumento do pH do sistema resulta num acréscimo da sua capacidade de troca catiônica. Esses autores, ainda, relatam que mudanças na granulometria e na plasticidade em sistemas solo-cal somente ocorrem acima de certo teor de cal, denominado ponto de fixação da cal (LFP - *lime fixation point*), sendo que para teores de cal acima do mesmo a cal continua na forma molecular e é utilizada na cimentação. Segundo os autores, a fixação da cal está relacionada com a capacidade de troca de cátions (CTC) do solo. Conforme Ingles e Metcalf (1973), a adição de pequenos teores de cal ao solo, até aproximadamente 2%, são suficientes para promover a completa substituição dos cátions na superfície da argila, mas, ainda insuficientes para desencadear as reações pozolânicas, que são mecanismos de cimentação entre as partículas do solo.

O fenômeno de floculação pode ser resultado da troca catiônica ou devido ao excesso de íons cálcio adsorvidos na superfície das partículas de argila, causando uma queda do potencial zeta ou do poder de repulsão (O'Flaherty, 1979). Há uma aglomeração causada pela atração das partículas ainda carregadas negativamente com as carregadas positivamente afetadas pela troca catiônica.

Bell e Coulthard (1990) argumentam que todos os tipos de minerais de argila reagem com a cal. No entanto, o fenômeno de troca catiônica não faz muita diferença em solos cauliniticos, sendo, porém, significativo em solos montmoriloníticos. Por outro lado, Osula (1996) relata um imediato melhoramento da plasticidade de um solo laterítico tratado com baixos teores de cal.

Quanto ao cimento, o efeito da sua adição aos solos pode ser visto de duas formas distintas, conforme se refira aos solos granulares ou aos solos coesivos. Nos primeiros, o aditivo destina-se, principalmente, a criar ligações nos contatos intergranulares, de modo a garantir resistência mecânica mais efetiva do material às solicitações externas, por aumento da parcela resistente relativa à coesão. No caso dos solos finos, os grãos de cimento comportam-se como núcleos, aos quais aderem pequeníssimas partículas que os rodeiam, formando regiões de materiais floculados que apresentam ligações oriundas dos fenômenos de cimentação. Com relação aos mecanismos de reação de misturas solo-cimento, pode-se referir, também, o trabalho de Herzog e Mitchell (1963), onde se considera a influência de teores de cal livre no desempenho mecânico da mistura argila caulinitica-cimento. O hidróxido de cálcio, proveniente da hidratação do clínquer do cimento Portland, tem sobre os solos argilosos um efeito rápido e bem definido, constatado pelas modificações que ocorrem nos solos estabilizados com o uso da cal. Essa melhoria ocasionada pode ser justificada pela ocorrência de fenômenos de troca catiônica, carbonatação, formação de cristais de hidróxido de cálcio e/ou floculação.

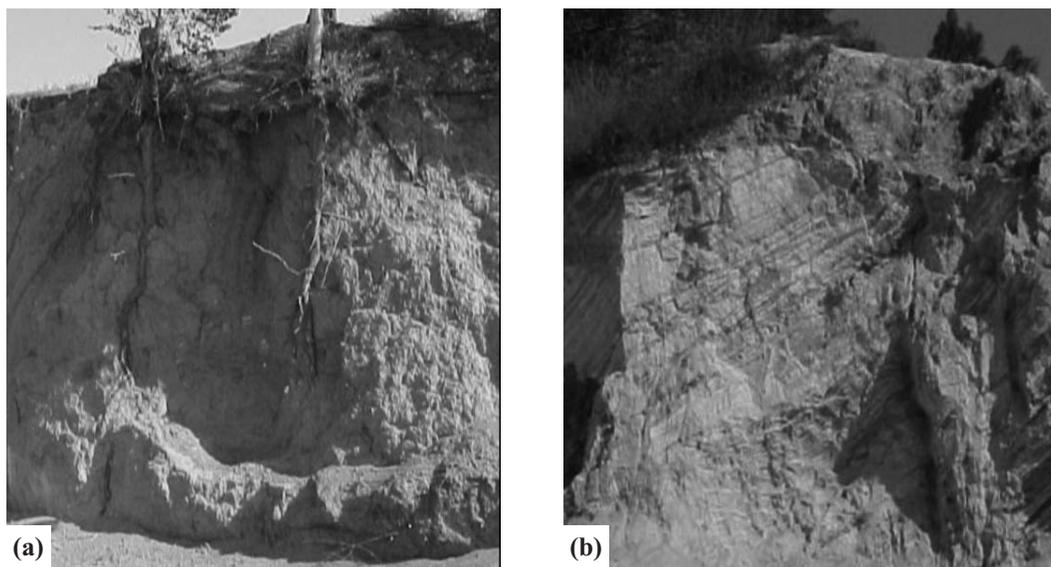
Com base nestes conceitos, este trabalho direciona-se à caracterização física e química em laboratório de solos residuais de gnaiss da Zona da Mata Norte de Minas Gerais melhorados com cimento e cal. Analisa-se a eficiência desses estabilizantes na melhoria da trabalhabilidade dos solos, sob o prisma de mecanismos de reação, através dos resultados de análises químicas e de ensaios geotécnicos de caracterização. Justifica-se a necessidade de se desenvolver o presente estudo

pelo fato de que solos melhorados com cimento e cal podem ser considerados materiais com grande potencial para emprego em pavimentação rodoviária, no Brasil. O entendimento dos mecanismos de reação baseados na relação entre parâmetros físicos e parâmetros químicos desse tipo de mistura proporciona embasamento teórico para aplicação e dosagem das misturas.

## 2 – MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1 – Materiais

O trabalho foi realizado com dois solos residuais de gnaiss, sendo um solo residual maduro (solo laterizado), pedologicamente classificado como Latossolo Vermelho-Amarelo, aqui denominado solo 1, e um solo residual jovem (solo saprolítico) oriundo de um perfil de intemperismo desenvolvido de gnaiss do Pré-Cambriano, que apresenta coloração acinzentada, aqui denominado solo 2. Esses materiais representam solos característicos da Zona da Mata Norte de Minas Gerais, Brasil, em especial da microrregião de Viçosa, além de ser muito encontrados em outros pontos da Região Sudeste do país. Na Fig. 1 apresentam-se fotografias dos perfis onde ambos os solos foram extraídos.



**Fig. 1** – Fotografias dos perfis de extração dos solos (a) 1 e (b) 2.

O solo 1 (Fig. 1a) apresenta evolução pedológica avançada e é de ocorrência nas encostas mais suavizadas com horizonte B latossólico de tonalidade amarelada, com textura argilo-areno-siltosa. Na fração argila desse solo predominam os minerais caulinita e goethita, embora sejam encontrados também traços de gibsita, como se ilustra na Fig. 3. Este tipo de solo abrange uma área significativa do território brasileiro, em especial da Região Sudeste.

O solo 2 (Fig. 1b), saprolítico, é essencialmente quartzoso, com horizonte C profundo. É um solo residual jovem oriundo de um perfil de intemperismo desenvolvido de gnaiss do Pré-Cambriano, que apresenta coloração acinzentada, com textura areno-silto-argilosa. Conforme se apresenta na Fig. 2, a sua fração areia é constituída, basicamente, de quartzo, e pseudomorfos de caulinita. Na sua fração argila, predomina a caulinita, com traços de goethita e mica. Esse material é comumente

encontrado no Complexo Cristalino Brasileiro. Apresenta, como particularidade de interesse, uma composição granulométrica que se enquadra na faixa recomendada para misturas densas (“n” no intervalo de 0,4 a 0,6) pela equação de Fuller-Talbot. Refere-se, também, que este material enquadra-se nas exigências granulométricas da Norma NBR 12253 (ABNT, 1992), para a dosagem de camadas de base solo-cimento de pavimentos rodoviários.

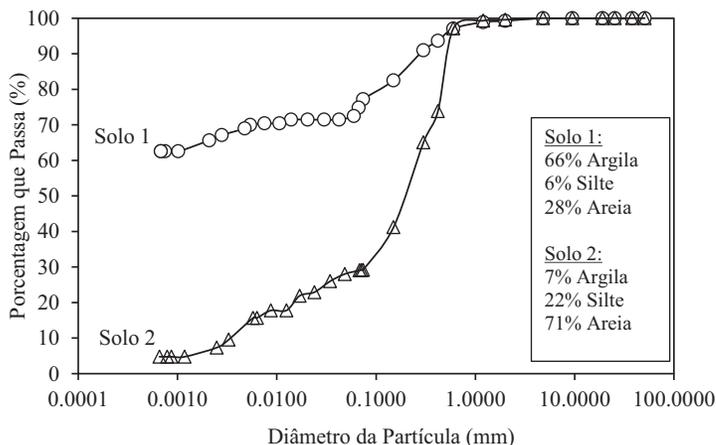
No Quadro 1, encontram-se parâmetros geotécnicos e classificações geotécnicas de ambos os solos, segundo os Sistemas TRB (*Transportation Research Board*), USC (*Unified Soil Classification*) e a Metodologia MCT (Miniatura Compactado Tropical), preconizada por Nogami e Villibor (1995). Nas Figs. 2 e 3, apresentam-se, respectivamente, as curvas de distribuição granulométrica e a constituição mineralógica dos solos 1 e 2. No Quadro 2 são apresentadas as propriedades químicas dos solos consideradas influentes no processo de estabilização química, na modalidade de solos melhorados.

Os estabilizantes químicos utilizados foram produtos comerciais, englobando um cimento Portland do tipo CII-E-32 e uma cal hidratada do tipo CH-III.

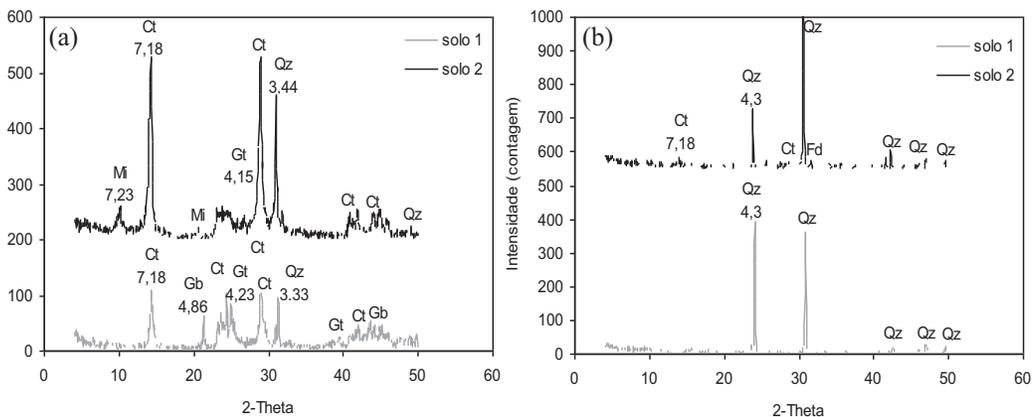
**Quadro 1** – Parâmetros geotécnicos e classificações TRB, USC e MCT dos solos.

Propriedades	Solo 1	Solo 2
w <sub>L</sub> (%)	69,5	25
w <sub>P</sub> (%)	40,9	16
IP (%)	28,6	9
γ <sub>s</sub> * (kN/m <sup>3</sup> )	27,25	25,3
Classificação TRB	A-7-5 (20)	A-2-4 (0)
Classificação USC	CH	SC
Classificação MCT	LG'	NA'

\*γ<sub>s</sub> – peso específico dos grãos



**Fig. 2** – Curvas de distribuição granulométrica para os solos 1 e 2 (ABNT, 1984a).



**Fig. 3** – Difratomogramas de raios-X das (a) frações silte-argila e (b) areia das amostras dos solos 1 e 2.

**Quadro 2** – Propriedades químicas dos solos.

Material	pH		PCZ	Na <sup>+</sup>	K <sup>+</sup>	Ca <sup>2+</sup>	Mg <sup>2+</sup>	Al <sup>3+</sup>	H+Al	CTC <sub>t</sub>	V
	H <sub>2</sub> O	KCl		mg/dm <sup>3</sup>		cmol/dm <sup>3</sup>					%
Solo 1	6,8	6,4	6,0	3,5	31,0	1,2	0	0	0,3	1,3	80
Solo 2	6,5	4,3	2,0	10,5	59,0	0,6	0,1	0,5	1	1,4	48

## 2.2 – Métodos

Os procedimentos empregados na preparação das amostras para a realização dos ensaios de caracterização obedeceram à NBR 6457 (ABNT, 1986). Os solos utilizados na presente pesquisa foram retirados dos taludes de corte, trazidos para o Laboratório de Engenharia Civil (LEC) da Universidade Federal de Viçosa (UFV), onde foram secos ao ar. Em seguida, cada material foi destorroado, homogeneizado, quarteado, passado na peneira nº 4 (4,8mm) e armazenado, inicialmente, em barris vedados. As amostras na umidade higroscópica foram separadas em sacos plásticos devidamente isolados, para se evitar qualquer alteração no teor de umidade, e homogeneizadas. Todo material empregado foi pesado em balança, com precisão de 0,01 g.

Utilizaram-se, isoladamente, os teores de 1%, 2% e 3% de cal e de cimento, em relação à massa seca de solo, que foram adicionados e homogeneizados nas amostras ensacadas. Posteriormente, deixaram-se as misturas descansarem por períodos de 0 h, 1 h, 2 h, 4 h e 8 h, até a realização dos ensaios, buscando-se reproduzir possíveis tempos de aplicação das misturas no campo. No momento da realização dos ensaios adicionou-se água até a umidade ótima de compactação de cada solo.

As análises granulométricas dos solos e das misturas foram realizadas de acordo com a NBR 7181 (ABNT, 1984a), por peneiramento e sedimentação com o uso do defloculante hexametáfosfato de sódio. Os pesos específicos dos grãos dos solos e misturas foram determinados segundo o procedimento descrito na NBR 6508 (1984d). Os limites de liquidez ( $w_L$ ) dos solos e misturas foram determinados de acordo com a NBR 6459 (1984b) e os limites de plasticidade ( $w_p$ ) de acordo com o procedimento descrito na NBR 7180 (1984c).

A análise estatística dos dados foi realizada através de Análise de Variância – ANOVA (Banzatto e Kronka, 1996), para verificação da significância das variações dos valores das frações granulométricas e índices de plasticidade considerando a variável tempo entre mistura e ensaios como

repetições. Nas análises ANOVA, as comparações foram realizadas utilizando-se o teste Tukey, empregando-se o software STATISTICA 6.0. Destaca-se que foram adotados níveis de probabilidade de 1% e de 5% em todas as ANOVAs. O uso do nível de probabilidade 10% foi desconsiderado, uma vez que diminuiria a rigorosidade dos testes aplicados. Para o teste de médias adotou-se o nível de probabilidade de 5%, uma vez que o nível de probabilidade de 1% seria muito rigoroso para os ensaios realizados.

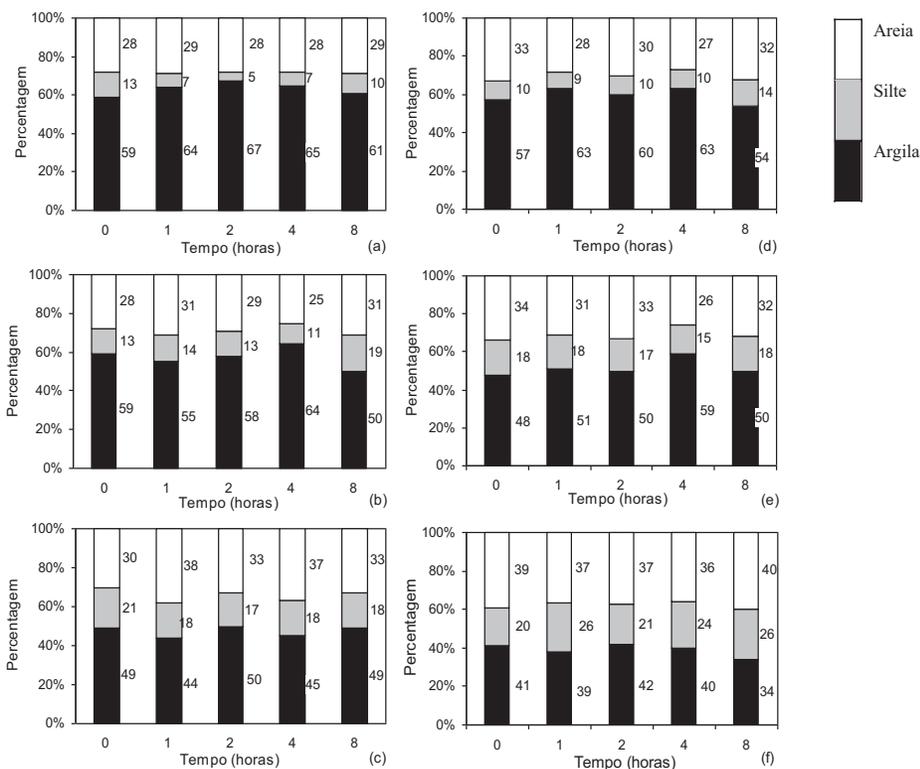
### 3 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

#### 3.1 – Análise granulométrica

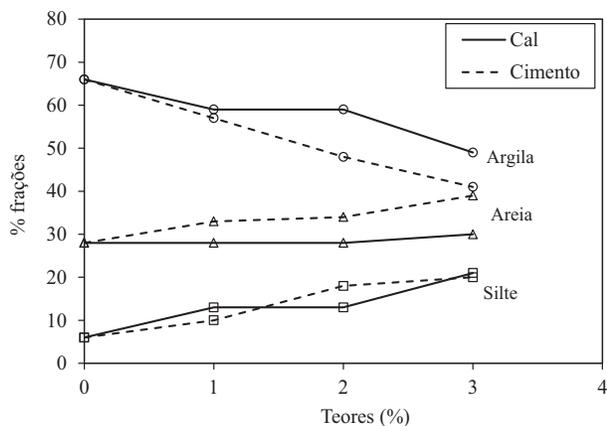
Na Fig. 4 apresentam-se as variações das frações granulométricas do solo 1, ocasionadas pela adição de baixos teores de cal e de cimento, isoladamente, bem como a influência dos tempos decorridos entre mistura e realização dos ensaios de granulometria de 0, 1, 2, 4 e 8 horas. Nota-se que houve redução da fração argila com o aumento dos teores de cal e cimento, o que evidenciou a ocorrência de trocas catiônicas no complexo sortivo do solo, com o íon cálcio exercendo papel preponderante na redução da dupla camada difusa e favorecendo a ocorrência de fenômenos de floculação. Muito embora a cal tenha maior concentração de cálcio em sua composição, o cimento proporcionou maiores diminuições na fração argila. Nas misturas solo 1-cal, a influência do tempo de descanso entre mistura e realização do ensaio de granulometria não proporcionou uma tendência nas modificações ocorridas nas frações de solo relatadas por Osula (1996), que verificou aglomerações das partículas de argila crescentes com o tempo; presentemente, ocorreram variações nos tempos de maior floculação para cada teor analisado. Para a mistura com 1% de cal, pode-se visualizar que as aglomerações da fração argila resultaram em aumento da fração silte, não havendo alteração no percentual da fração areia. À medida que se aumentou o teor de cal, verificou-se a ocorrência de maiores alterações na fração silte e de menores, mas expressivas, variações na fração areia. Ocorrência de comportamento similar se observou nas misturas solo-cimento com o aumento do teor de cimento, mas, quantitativamente, notou-se a ocorrência de alterações maiores nas frações argila, silte e areia, o que trouxe à tona a maior eficiência do cimento do que da cal nos mecanismos de aglomeração, onde provavelmente as reações de cimentação que ocorrem logo nas primeiras horas, conjuntamente com os fenômenos de floculação estão sendo efetivos, no presente caso, conforme se ilustra na Fig 4.

Na Fig. 4 observa-se, também, para as misturas solo-cimento, que as alterações na fração argila com o tempo entre a mistura e a realização do ensaio não apresentaram tendência definida de comportamento. Notou-se que, no tempo de 8 h entre mistura e realização dos ensaios de granulometria, ocorreram maiores alterações nas frações granulométricas, principalmente nas frações argila e silte, em concordância com resultados de Osula (1996). Comparativamente com a cal, conclui-se que o cimento mostra-se mais efetivo nas alterações das frações granulométricas do solo 1, principalmente nos teores de 2% e 3% dos estabilizantes, o que pode estar relacionado às reações de troca catiônica associadas a reações de hidratação do cimento responsáveis, também, por alterações mais significativas em prazos mais longos.

Na Fig. 5, ilustram-se as alterações imediatas nas frações granulométricas do solo 1 ocasionadas pela adição de cal e cimento nos teores de 1%, 2% e 3%. Nota-se, claramente, que as alterações imediatas provocadas pela cal na fração argila do solo, têm relação quase direta com as alterações promovidas na fração silte. Certifica-se tal fato pela permanência dos valores da fração areia, com pequenas variações a partir do teor de 2% do estabilizante. Por outro lado, as modificações ocasionadas pelo uso do cimento foram mais intensas que as alterações promovidas pela aplicação da cal, e estão associadas às alterações proporcionadas à fração silte e areia, concomitantemente. Para ambos tratamentos, o efeito imediato é bastante significativo para os teores de 2 e 3% tanto da cal quanto do cimento.



**Fig. 4** – Variação das frações granulométricas das misturas (a) solo 1- 1% cal, (b) solo 1-2% cal, (c) solo 1-3% cal, (d) solo 1-1% cimento, (e) solo 1-2% cimento e (f) solo 1-3% cimento, e a influência dos tempos de descanso entre mistura e a realização do ensaio de granulometria.



**Fig. 5** – Efeito imediato dos estabilizantes na composição granulométrica do solo 1.

Nos Quadros 3 e 4, onde F.V. é o fator de variância, G.L. é o grau de liberdade, S.Q. é a soma dos quadrados e Q.M. é o quadrado médio, apresentam-se os resultados da Análise de Variância (ANOVA) aplicada aos valores das frações granulométricas, considerando-se os tempos entre mistura e realização do ensaio como repetições, respectivamente, para as misturas solo 1-cal e

solo 1-cimento, aos níveis de probabilidade de 1% e 5%. Nos Quadros 5 e 6, apresentam-se resultados do teste Tukey das percentagens das frações argila, silte e areia, ao nível de 5% de probabilidade, para as misturas do solo 1 com os teores de 1%, 2% e 3% de cal e cimento.

Avaliando-se os resultados apresentados nos Quadros 3 e 4, notou-se que, estatisticamente, as frações areia, silte e argila das misturas, foram influenciadas pelas variáveis de tratamento teores e/ou tempo entre mistura e a realização do ensaio de granulometria, para ambos os tipos analisados de misturas, para o nível de probabilidade de 1%.

Nos Quadros 5 e 6, analisou-se, pelo teste Tukey, o contraste das médias dos tratamentos realizados com a adição dos estabilizantes para as misturas solo 1-cal e solo 1-cimento, com a finalidade de se verificar quais tratamentos foram significativos nas alterações das frações granulométricas. De referir que  $\bar{X}$  são as médias das repetições para cada tratamento, sendo que as médias seguidas de pelo menos uma letra não diferem entre si.

**Quaro 3** – Análise de variância dos valores das frações granulométricas das misturas solo 1-cal, aos níveis de probabilidade de 1% e 5%.

<b>Fração argila</b>				
<b>F.V.</b>	<b>G.L.</b>	<b>S.Q.</b>	<b>Q.M.</b>	<b>F</b>
Tratamentos	2	636,1	318,1	
Resíduos	12	176,8	14,7	21,6**
Total	14	812,9	58,1	
<b>Fração silte</b>				
<b>F.V.</b>	<b>G.L.</b>	<b>S.Q.</b>	<b>Q.M.</b>	<b>F</b>
Tratamentos	2	251,2	125,6	
Resíduos	12	84,4	7,0	17,8**
Total	14	335,6	24,0	
<b>Fração areia</b>				
<b>F.V.</b>	<b>G.L.</b>	<b>S.Q.</b>	<b>Q.M.</b>	<b>F</b>
Tratamentos	2	104,9	52,5	
Resíduos	12	68,8	5,7	9,2**
Total	14	173,7	12,4	

\*\* significativo ao nível de 1% de probabilidade

Observa-se no Quadro 3 que, para as misturas solo 1-cal, o teor de 3% provocou variação significativa nas frações argila e areia quando comparado com os teores de 1% e 2%, o que não ocorreu entre esses valores. Já para a fração silte, os teores de 2% e 3% não alteraram significativamente entre si, sendo que ambos apresentaram contraste com teor de 1% de cal. No Quadro 6, nas misturas solo 1-cimento, nota-se que os teores de 1%, 2% e 3% foram responsáveis por alterações significativas nas frações argila e silte. Na fração areia só houve diferença nos contrastes das médias dos tratamentos de 1% e 3% de cimento.

No solo 2, as variações ocorridas nas frações granulométricas ocasionadas pela adição da cal e do cimento são apresentadas na Fig. 6, assim como a influência dos tempos decorridos entre mistura e realização dos ensaios de granulometria, no molde do estudo realizado com o solo 1. Nota-se que as misturas solo 2-cal não sofreram alterações significativas nas frações granulométricas quando comparadas com as misturas solo 1-cal, em decorrência da menor percentagem da sua fração argila, que consiste na parte ativa que participa de, praticamente, todas as reações físico-quími-

**Quadro 4** – Análise de variância dos valores das frações granulométricas das misturas solo 1-cimento, aos níveis de probabilidade de 1% e 5%.

<b>Fração argila</b>				
<b>F.V.</b>	<b>G.L.</b>	<b>S.Q.</b>	<b>Q.M.</b>	<b>F</b>
Tratamentos	2	1037,7	518,9	
Resíduos	12	173,2	14,4	35,9**
Total	14	1210,9	86,5	

<b>Fração silte</b>				
<b>F.V.</b>	<b>G.L.</b>	<b>S.Q.</b>	<b>Q.M.</b>	<b>F</b>
Tratamentos	2	409,7	204,9	
Resíduos	12	53,2	4,4	46,2**
Total	14	462,9	33,1	

<b>Fração areia</b>				
<b>F.V.</b>	<b>G.L.</b>	<b>S.Q.</b>	<b>Q.M.</b>	<b>F</b>
Tratamentos	2	176,4	88,2	
Resíduos	12	75,6	6,3	14,1**
Total	14	252,0	18,0	

\*\* significativo ao nível de 1% de probabilidade

**Quadro 5** – Teste de médias (Tukey) dos valores das frações granulométricas das misturas solo 1-cal, para um nível de probabilidade de 5%.

<b>Fração argila</b>		
<b>Tratamentos</b>	$\bar{X}$	<b>Comparação dos contrastes das médias</b>
1%	63,2	a
2%	57,2	a
3%	47,4	b

<b>Fração silte</b>		
<b>Tratamentos</b>	$\bar{X}$	<b>Comparação dos contrastes das médias</b>
1%	8,4	a
2%	14,0	b
3%	18,4	b

<b>Fração areia</b>		
<b>Tratamentos</b>	$\bar{X}$	<b>Comparação dos contrastes das médias</b>
1%	28,4	a
2%	28,8	a
3%	34,2	b

cas que ocorrem no solo. Da mesma maneira, para fins práticos, pode-se afirmar que as reações de hidratação, que ocorreram a curto prazo não foram efetivas nas misturas solo 2-cimento, uma vez que não houve alterações significativas na composição granulométrica, quando se analisou o tempo entre mistura e realização dos ensaios de granulometria.

**Quadro 6** – Teste de médias (Tukey) dos valores das frações granulométricas das misturas solo 1-cimento, para um nível de probabilidade de 5%.

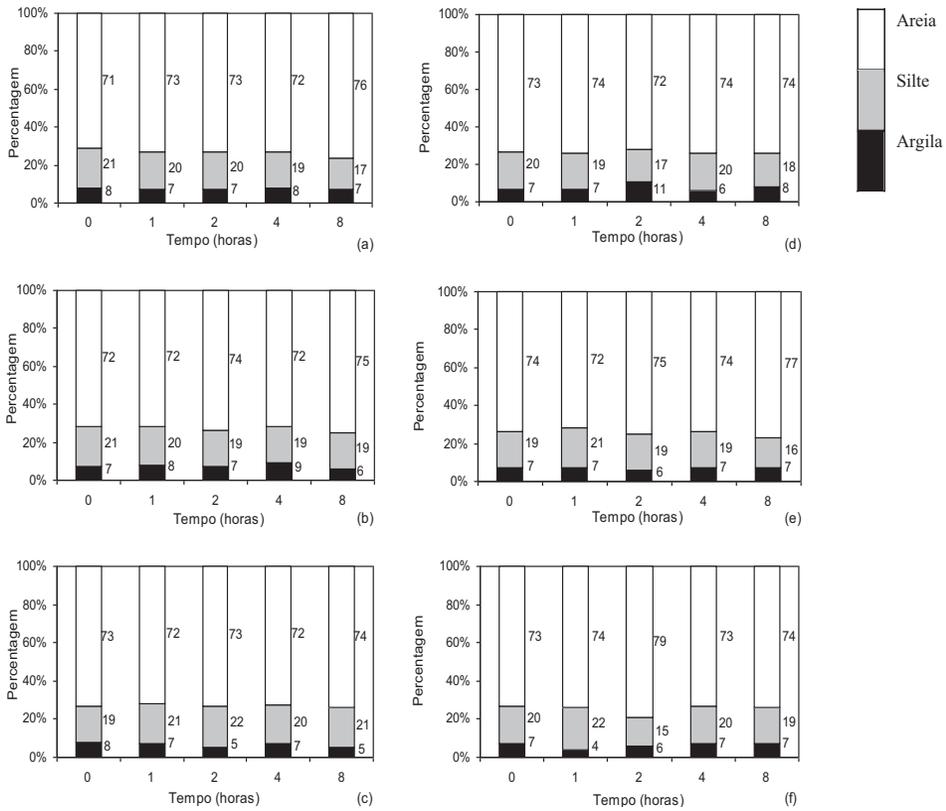
<b>Fração argila</b>		
<b>Tratamentos</b>	$\bar{X}$	<b>Comparação dos contrastes das médias</b>
1%	59,4	a
2%	51,6	b
3%	39,2	c
<b>Fração silte</b>		
<b>Tratamentos</b>	$\bar{X}$	<b>Comparação dos contrastes das médias</b>
1%	10,6	a
2%	17,2	b
3%	23,4	c
<b>Fração areia</b>		
<b>Tratamentos</b>	$\bar{X}$	<b>Comparação dos contrastes das médias</b>
1%	30,0	a
2%	31,2	ab
3%	37,8	b

Apesar da influência pouco expressiva do tempo decorrido entre mistura e realização do ensaio na composição granulométrica, na Fig. 6, pode-se observar que as maiores modificações ocorreram no tempo de 8 horas, sendo para o teor de 3% de cal. Já, para misturas solo 2-cimento, o tempo que levou à ocorrência de maior aglomeração de partículas oscilou com o teor avaliado.

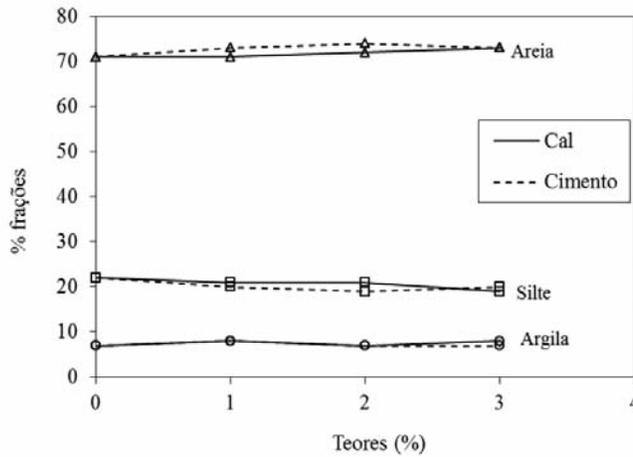
As alterações imediatas nas frações granulométricas do solo 2 pela adição de cal e cimento são apresentadas na Fig. 7, podendo-se visualizar a atuação pouco expressiva dos estabilizantes. Como as maiores alterações ocorreram no tempo de 8 h, pode-se admitir que somente as reações de cimentação foram causadoras de alterações significativas na composição granulométrica desse tipo de solo.

De modo geral, as incorporações da cal e do cimento individualmente aos solos em estudo não produziram alterações significativas na composição granulométrica do solo 2, o que pode estar associado à sua menor percentagem de fração argila em comparação com o solo 1, sendo esta a responsável maior pela ocorrência dos fenômenos de floculação. Em contrapartida, no caso do solo 1, as alterações foram expressivas, sendo que nas suas misturas com cal não se detectou a ocorrência de um tempo específico em que os fenômenos de floculação foram máximos. Observou-se que os tempos de maior floculação variam para cada teor de estabilizante avaliado, sendo que nas misturas solo 1-cimento as alterações granulométricas foram maiores, principalmente após o período de tempo de 8 horas entre a mistura e a realização dos ensaios de granulometria.

Os resultados da Análise de Variância dos valores das frações granulométricas são apresentados nos Quadros 7 e 8 para as misturas solo 2-cal e solo 2-cimento, aos níveis de probabilidade de 1% e 5%. Avaliando-se os resultados, notou-se que, estatisticamente, os valores das frações granulométricas não foram influenciados pelos teores e/ou variações no tempo entre mistura e realização do ensaio, para ambos os tipos de misturas analisadas. Uma vez que a variação não foi significativa, não se faz necessário a avaliação via teste de médias.



**Fig. 6** – Variação das frações granulométricas das misturas solo 2- 1% cal (a), solo 2-2% cal (b), solo 2-3% cal (c), solo 2-1% cimento (d), solo 2-2% cimento (e) e solo 2-3% cimento (f), com os tempos de descanso entre mistura e a realização do ensaio de granulometria.



**Fig. 7** – Efeito imediato dos estabilizantes na constituição granulométrica do solo 2.

**Quadro 7** – Análise de variância dos valores das frações granulométricas das misturas solo 2-cal, para os níveis de probabilidade de 1% e 5%.

<b>Fração argila</b>				
<b>F.V.</b>	<b>G.L.</b>	<b>S.Q.</b>	<b>Q.M.</b>	<b>F</b>
Tratamentos	2	3,3	1,7	
Resíduos	12	13,6	1,1	1,5 <sup>ns</sup>
Total	14	16,9	1,2	
<b>Fração silte</b>				
<b>F.V.</b>	<b>G.L.</b>	<b>S.Q.</b>	<b>Q.M.</b>	<b>F</b>
Tratamentos	2	4,1	2,1	
Resíduos	12	17,6	1,5	1,4 <sup>ns</sup>
Total	14	21,7	1,6	
<b>Fração areia</b>				
<b>F.V.</b>	<b>G.L.</b>	<b>S.Q.</b>	<b>Q.M.</b>	<b>F</b>
Tratamentos	2	0,1	0,1	
Resíduos	12	24,8	2,1	0,0 <sup>ns</sup>
Total	14	24,9	1,8	

<sup>ns</sup>não significativo

**Quadro 8** – Análise de variância dos valores das frações granulométricas das misturas solo 2-cimento, para os níveis de probabilidade de 1% e 5%.

<b>Fração argila</b>				
<b>F.V.</b>	<b>G.L.</b>	<b>S.Q.</b>	<b>Q.M.</b>	<b>F</b>
Tratamentos	2	6,5	3,3	
Resíduos	12	22,4	1,9	1,7 <sup>ns</sup>
Total	14	28,9	2,1	
<b>Fração silte</b>				
<b>F.V.</b>	<b>G.L.</b>	<b>S.Q.</b>	<b>Q.M.</b>	<b>F</b>
Tratamentos	2	0,5	0,3	
Resíduos	12	46,4	3,9	0,1 <sup>ns</sup>
Total	14	46,9	3,4	
<b>Fração areia</b>				
<b>F.V.</b>	<b>G.L.</b>	<b>S.Q.</b>	<b>Q.M.</b>	<b>F</b>
Tratamentos	2	4,1	2,1	
Resíduos	12	41,6	3,5	0,6 <sup>ns</sup>
Total	14	45,7	3,3	

<sup>ns</sup>não significativo

### 3.2 – Limites de Atterberg

Nas Figs. 8 e 9, apresentam-se os resultados dos ensaios de limites de liquidez ( $w_L$ ) e de plasticidade ( $w_p$ ) do solo 1 estabilizado com cal e com cimento, bem como os valores do índice de plasticidade ( $I_p$ ), considerando-se os tempos decorridos entre mistura e realização dos ensaios de 0, 1, 2, 4 e 8 horas. Os resultados da variação da plasticidade do solo na Fig. 8 mostram que baixos teores de cal em torno de 1 e 2% provocam a redução na plasticidade do solo. Um aspecto interessante é que após 2% do estabilizante a plasticidade do solo passa a aumentar. A redução da plasticidade foi verificada também com o aumento do tempo entre mistura e realização dos ensaios. O tempo de 8 horas mostrou uma maior redução em comparação com os tempo menores. As misturas com cimento apresentaram comportamento semelhante ao verificado nas misturas solo-cal, no entanto as alterações não são tão significativas. Outra diferença é que não se pode notar um aumento no  $I_p$  após 2% do estabilizante, mas sim a manutenção desses valores. Do mesmo modo verificado nas misturas com cal, o  $I_p$  da mistura sofre redução com o aumento do tempo entre mistura e realização do ensaio. No entanto, pode-se verificar que o efeito imediato promove maiores alteração nos valores de  $w_L$  e  $w_p$ . Vale destacar que as variações observadas na plasticidade das misturas solo-cal estão diretamente relacionadas à ocorrência de reações de troca catiônica que se processaram a curto prazo. Por esse motivo, espera-se a ocorrência de maiores alterações no  $I_p$  nas misturas solo-cal após poucas horas de mistura. Nas misturas solo-cimento pode-se verificar o efeito do retardamento da realização do ensaio com o teor de 1% do estabilizante. Maiores teores não tiveram efeito significativo do tempo entre mistura e ensaio. Ainda, o cimento parece não alterar o  $w_L$ , mas sim o  $w_p$ .

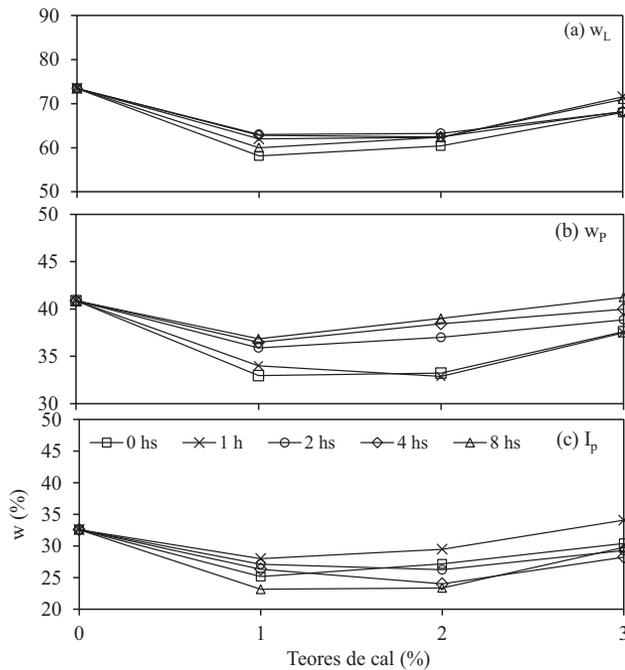
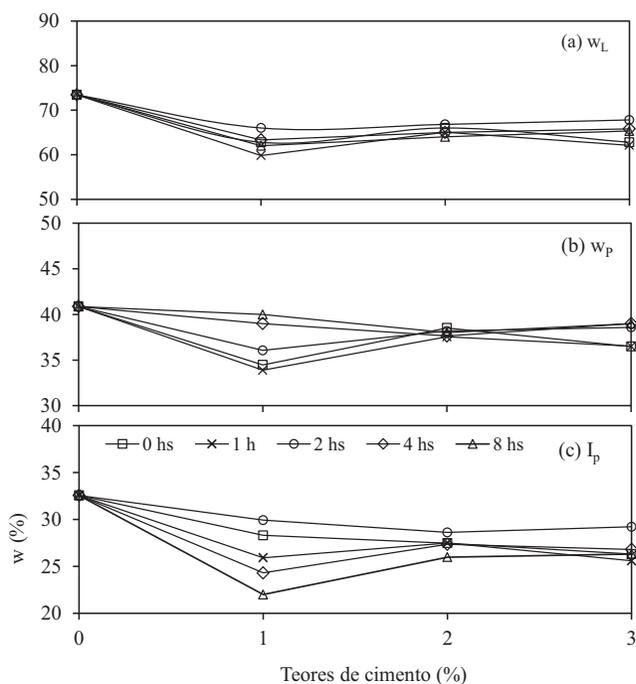


Fig. 8 – Influência da adição de cal nos parâmetros de plasticidade do solo 1, para diferentes períodos de tempo entre misturas e realização dos ensaios.



**Fig. 9** – Influência da adição de cimento nos parâmetros de plasticidade do solo 1, para diferentes períodos de tempo entre misturas e realização dos ensaios.

Nos Quadros 9 e 10 apresentam-se os resultados da Análise de Variância aplicada aos valores dos índices de plasticidade, considerando-se os tempos entre mistura e realização dos ensaios como repetições, respectivamente, para as misturas solo 1-cal e solo 1-cimento, para os níveis de probabilidade de 1% e 5%. Com os resultados apresentados, observou-se que, estatisticamente, os valores de  $I_p$  não foram influenciados pelos teores utilizados e/ou tempo entre mistura e ensaios, para ambos os tipos de misturas analisados.

**Quadro 9** – Análise de variância dos valores dos índices de plasticidade das misturas solo 1-cal, para os níveis de probabilidade de 1% e 5%.

F.V.	G.L.	S.Q.	Q.M.	F
Tratamentos	2	9,4	4,7	
Resíduos	12	106,6	8,9	0,5 <sup>ns</sup>
Total	14	116,1	8,3	

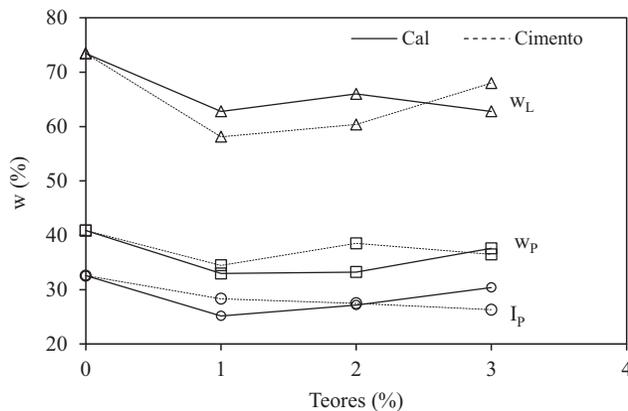
<sup>ns</sup>não significativo

**Quadro 10** – Análise de variância dos valores dos índices de plasticidade das misturas solo 1-cimento, para os níveis de probabilidade de 1% e 5%

F.V.	G.L.	S.Q.	Q.M.	F
Tratamentos	2	41,8	20,9	
Resíduos	12	95,2	7,9	2,6 <sup>ns</sup>
Total	14	137,0	9,8	

<sup>ns</sup>não significativo

O comportamento imediato dos limites de Atterberg do solo 1 tratado com os teores de 1%, 2% e 3% de cal e de cimento pode ser observado na Fig. 10. De modo geral, para ambas as misturas, as maiores reduções nos valores do  $I_p$  ocorreram com a adição de 1% dos estabilizantes, com variações menos expressivas a partir deste teor. Assim, presume-se que as reações de troca catiônica se processam suficientemente fortes já com o teor de 1%. Comparativamente, as alterações promovidas nos parâmetros de plasticidade pela adição da cal foram mais significativas do que as variações provocadas pelo uso do cimento, o que trás à tona a efetividade das trocas catiônicas no processo.

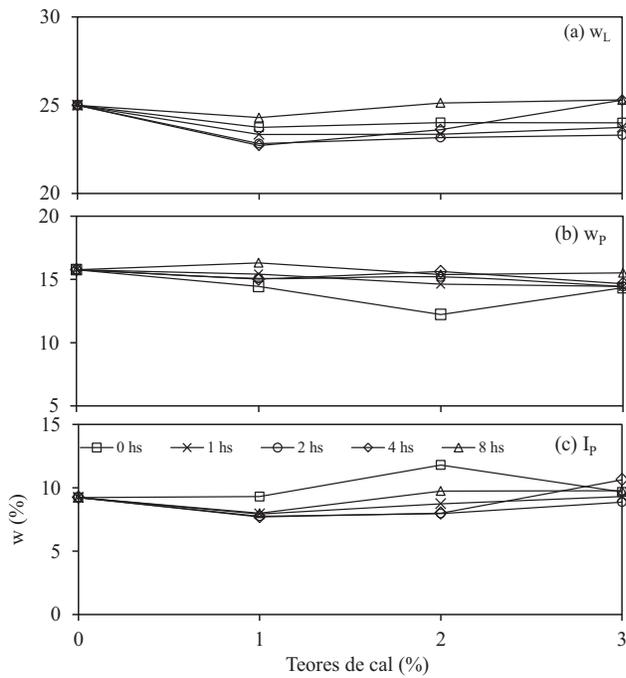


**Fig. 10** – Efeito imediato dos estabilizantes nos limites de Atterberg do solo 1.

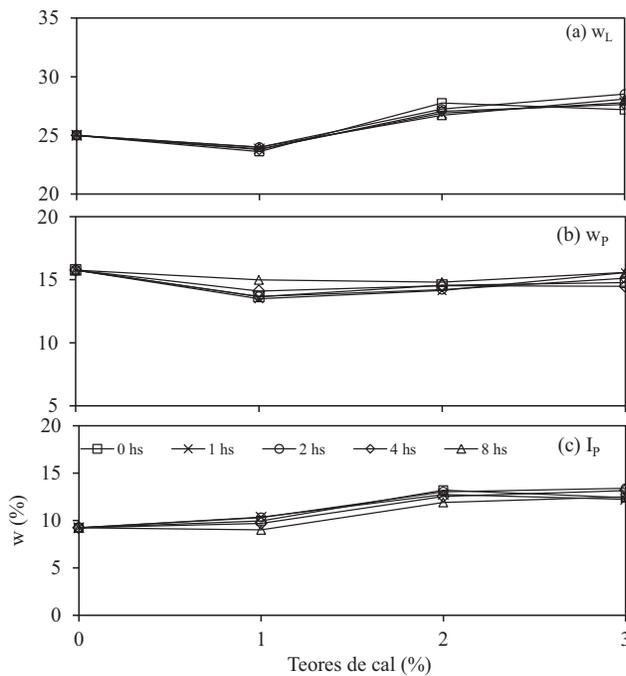
Nas Figs. 11 e 12, apresentam-se os resultados dos ensaios de limites de liquidez ( $w_L$ ) e de plasticidade ( $w_P$ ) do solo 2 estabilizado com cal e com cimento, bem como os valores do índice de plasticidade ( $I_p$ ), considerando-se os tempos decorridos entre mistura e a realização dos ensaios de 0, 1, 2, 4 e 8 horas. Na Fig. 11, apresenta-se o comportamento da plasticidade do solo 2 estabilizado com cal, onde pode-se notar que a cal foi responsável por diminuições nos valores de  $w_L$  e manutenção dos valores de  $w_P$ , o que resultou a pequena queda nos valores de  $I_p$ . Ainda, as maiores reduções neste parâmetro ocorreram com 1% de cal, sendo que maiores teores do estabilizante não proporcionaram alterações significativas. Ainda, observou-se que as variações do  $I_p$  nessas misturas foram menores do que as variações observadas nas misturas solo 1-cal. De modo geral, as variações dos valores de  $I_p$  com os tempos entre mistura e ensaios foram relativamente pequenas quando comparadas com as misturas realizadas com o solo 1. Observou-se que as variações promovidas nos valores de  $w_L$  foram insignificantes, sendo que diminuições foram mais significativas imediatamente após a mistura, o que provocou maiores alterações também nos valores do  $I_p$ . Cabe salientar que as reações de troca catiônica atuantes no solo 2 foram menos intensas do que no solo 1, uma vez que a percentagem da sua fração argila é menor.

Os resultados apresentados na Fig. 12 demonstraram que os teores de cimento avaliados ocasionaram maiores modificações na plasticidade do solo 2, sendo que essas alterações foram mais significativas a partir de 2% de cimento. As variações nos valores de  $w_L$  mostraram-se expressivas, enquanto que os valores de  $w_P$  praticamente não sofreram alterações. No entanto, pode-se dizer que os tempos entre mistura e realização dos ensaios não promoveram alterações significativas nos parâmetros de plasticidade.

De modo geral, misturas realizadas com o solo 2 apresentaram variações menos significativas do que as misturas realizadas com o solo 1, sendo que o cimento mostrou-se mais eficiente na modificação de plasticidade de ambos os solos. Possivelmente, as reações de hidratação influenciaram



**Fig. 11** – Influência da adição de cal nos parâmetros de plasticidade do solo 2, para diferentes períodos de tempo entre misturas e a realização dos ensaios.



**Fig. 12** – Influência da adição de cimento nos parâmetros de plasticidade do solo 2, para diferentes períodos de tempo entre misturas e a realização dos ensaios.

as plasticidades dos solos. Segundo Castro e Serafim Luis (1974), solos com elevado  $I_p$  mostram-se mais suscetíveis à redução de plasticidade, enquanto que aqueles moderadamente plásticos são menos afetados, podendo haver acréscimos no valor do  $I_p$ .

Nos Quadros 11 e 12 apresentam-se os resultados da Análise de Variância aplicada aos valores dos índices de plasticidade, considerando-se os tempos entre mistura e realização dos ensaios como repetições, respectivamente, para as misturas solo 2-cal e solo 2-cimento, para os níveis de probabilidade de 1% e 5%. Avaliando-se os resultados apresentados no Quadro 11, observa-se que, estatisticamente, os valores de  $I_p$  não foram influenciados pelo tratamento com cal. Já para as misturas solo 2-cimento, observa-se no Quadro 12 que os valores de  $I_p$  apresentam variações significativas ao nível de probabilidade de 1%.

**Quadro 11** – Análise de variância dos valores dos índices de plasticidade das misturas solo 2-cal, para os níveis de probabilidade de 1% e 5%.

F.V.	G.L.	S.Q.	Q.M.	F
Tratamentos	2	2,1	1,1	
Resíduos	12	17,4	1,5	0,7 <sup>ns</sup>
Total	14	19,5	1,4	

<sup>ns</sup>não significativo

**Quadro 12** – Análise de variância dos valores dos índices de plasticidade das misturas solo 2-cimento, para os níveis de probabilidade de 1% e 5%.

F.V.	G.L.	S.Q.	Q.M.	F
Tratamentos	2	15,8	7,9	
Resíduos	12	10,8	0,9	8,8**
Total	14	26,6	1,9	

\*\*significativo ao nível de 1% de probabilidade

No Quadro 13 analisou-se, pelo teste Tukey, o contraste das médias dos tratamentos, ao nível de 5% de probabilidade, para as misturas solo 2-cimento. Observa-se que os contrastes das médias dos tratamentos realizados com teores de 2% e 3% de cimento não apresentaram variações significativas entre si. Já o teor de 1% do estabilizante apresentou variação significativa, quando comparado com os teores de 2% e 3% de cimento. Portanto, pode-se dizer que as variações foram significativas pela variável teores. A variável tempo não foi responsável por alterações significativas estatisticamente.

**Quadro 13** – Teste de médias (Tukey) dos valores dos índices de plasticidade das misturas solo 1-cimento, para um nível de probabilidade de 5%.

Tratamentos	$\bar{X}$	Comparação dos contrastes das médias
1%	10,5	A
2%	12,5	B
3%	12,7	B

Na Fig. 13 apresentam-se as alterações promovidas nos valores dos limites de Atterberg do solo 2, imediatamente após a aplicação dos teores de 1%, 2% e 3% de cal e de cimento. Observou-se que, diferentemente do ocorrido com o solo 1, as maiores alterações nos valores do  $I_p$  ocorreram

com o teor de 2% dos estabilizantes, induzindo a aumentos no valores deste parâmetro. Notou-se que os teores de cimento não provocaram variações nos valores de  $w_L$ , mas reduções no  $w_P$ , até o teor de 2%. Já a cal produziu aumento no  $w_L$ , a partir do teor de 1%, e redução nos valores de  $w_P$ , até 1%.

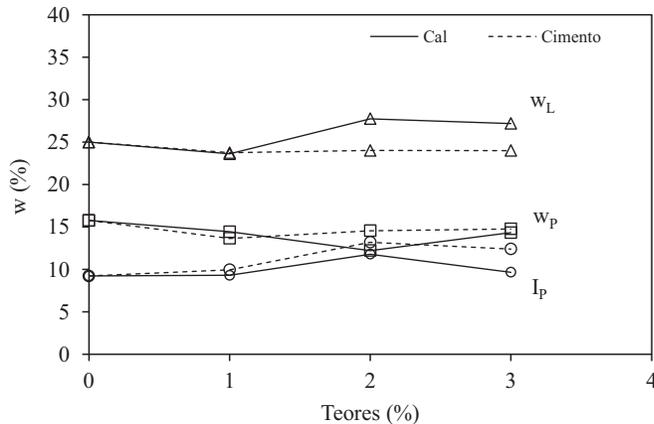


Fig. 13 – Efeito imediato dos estabilizantes nos limites de Atterberg do solo 2.

### 3.3 – Propriedades químicas dos solos e misturas

Nos Quadros 14 e 15 mostram-se os resultados das caracterizações químicas das amostras dos solos 1 e 2 e de suas misturas com cal e cimento, respectivamente. Segundo os dados apresentados, os valores de pH medidos em água dos solos 1 e 2 foram, respectivamente, 6,76 e 6,47, sendo classificados como moderadamente ácidos, de acordo com terminologia referida por Guimarães (1997). Destaca-se que os valores de pH dos solos, em geral, situaram-se entre 4 e 7, sendo que números abaixo desta faixa indicaram a presença de ácidos livres, enquanto que acima refletiram a ocorrência de solos salinos ou calcários, em concordância com Raij *et al.* (1987). Os valores de capacidade de troca catiônica dos solos 1 e 2 foram, relativamente, baixos e compatíveis com a mineralogia das suas frações argila, predominantemente compostas por caulinita e óxidos de ferro e de alumínio. Refere-se que esses são minerais secundários com, respectivamente, valores de CTC entre 3 e 15 cmolc/kg (Guimarães, 1971) e 2 e 4 cmolc/kg (Meurer, 2006). Com relação aos valores da percentagem de saturação de bases, os solos 1 e 2 apresentaram valores menores que 80%. De acordo com Brady e Weil (1999), solos de regiões tropicais úmidas, em que predominam argilas silicatadas, são ácidos quando esse valor é menor do que 80%. Os valores de acidez potencial ( $H + Al$ ) dos solos 1 e 2 foram, respectivamente, 0,3 e 1, ou seja, apresentaram relação inversa com os valores de pH, mostrando que a soma dos compostos de hidrogênio e de alumínio influenciou nas medidas dos seus valores de pH. O trabalho de Akoto e Singh (1981) mostra que solos com elevadas quantidades de alumina geram misturas com melhores propriedades mecânicas. No Quadro 2 pode-se observar que os solos apresentam baixa quantidade de  $Al^{3+}$  na composição; no entanto, o trabalho de Portelinha *et al.* (2011) evidencia uma melhoria efetiva nas propriedades mecânicas de ambos os solos analisados, mostrando potencial para uso em camadas de base e sub-base de pavimentos. Mesmo assim, tal melhoria em relação ao solo puro pode não ser tão eficiente quando comparada aos solos com grande concentração de óxido de alumínio.

Brady e Weil (1999) relatam que são complexos os fatores responsáveis pela acidez do solo, pois, ao mesmo tempo, existem dois grupos de elementos dominantes que exercem influência significativa, ou seja, o alumínio e o hidrogênio favorecem a ocorrência de acidez, enquanto que os outros cátions, na sua maioria, a neutralizam.

**Quadro 14** – Resultados das análises químicas das misturas do solo 1 com cal e cimento.

Amostra	Propriedades químicas										
	pH		PCZ	Na <sup>+</sup>	K <sup>+</sup>	Ca <sup>2+</sup>	Mg <sup>2+</sup>	Al <sup>3+</sup>	H+Al	CTC <sub>t</sub>	V
	H <sub>2</sub> O	KCl		mg/dm <sup>3</sup>			cmol <sub>c</sub> /dm <sup>3</sup>			%	
Solo 1	6,8	6,4	6,0	3,5	31,0	1,2	0	0	0,3	1,3	80
cal (1%)	8,3	8,1	7,9	190,1*	13,0	5,3	0	0	0,6	6,2	91
cal (2%)	8,5	8,5	8,6	-	28,0	7,0	0	0	0	7,1	100
cal (3%)	10,9	10,8	10,6	6,8	8,0	7,1	0	0	0	7,2	100
cimento (1%)	8,6	8,4	8,2	6,4	100,0	5,9	0	0	0	6,2	100
cimento (2%)	8,6	8,4	8,3	14,5	130,0	6,0	0	0	0	6,4	100
cimento (3%)	8,8	8,7	8,6	26,6	195,0	6,9	0	0	0	7,5	100

\*provável erro de análise

**Quadro 15** – Resultados das análises químicas das misturas do solo 2 com cal e cimento.

Amostra	Propriedades químicas										
	pH		PCZ	Na <sup>+</sup>	K <sup>+</sup>	Ca <sup>2+</sup>	Mg <sup>2+</sup>	Al <sup>3+</sup>	H+Al	CTC <sub>t</sub>	V
	H <sub>2</sub> O	KCl		mg/dm <sup>3</sup>			cmol <sub>c</sub> /dm <sup>3</sup>			%	
Solo 2	6,5	4,3	2,0	10,5	59,0	0,6	0,1	0,5	1	1,4	48
cal (1%)	9,3	8,8	8,4	11,5	99,0	5,2	0	0	0	5,5	100
cal (2%)	10,4	10,3	10,3	9,5	86,0	5,2	0	0	0	5,5	100
cal (3%)	10,7	10,8	11,0	10,5	84,0	6,4	0	0	0	6,7	100
cimento (1%)	9,6	9,3	9,1	31,6	170,0	4,8	0	0	0	5,4	100
cimento (2%)	9,9	9,8	9,7	44,6	212,0	6,3	0	0	0	11,7	100
cimento (3%)	9,9	9,9	9,8	28,6	195,0	6,3	0	0	0	6,9	100

Para os solos 1 e 2, as diferenças entre os valores de pH determinados em solução de KCl 1mol/L e daquele medido em H<sub>2</sub>O foram, respectivamente, de -0,37 e -2,22, indicando a predominância de cargas elétricas variáveis. Os valores da capacidade de troca catiônica dos solos 1 e 2 foram, respectivamente, 1,25 e 1,39 cmolc/kg. Esses valores podem ser considerados relativamente baixos e compatíveis com a mineralogia de suas frações argila, que se mostraram, predominantemente, compostas por caulinita e óxidos de ferro e de alumínio, segundo Trindade (2006). As estimativas dos Pontos de Carga Zero (PCZ) para os solos 1 e 2, obtidas pela diferença entre o dobro do pH mensurado em KCl e o pH medido em água, para cada solo, foram, respectivamente, de 6,02 e 2,03. Segundo Trindade (2006), os solos tropicais cauliniticos e oxidicos, como os estudados nesse trabalho, possuem cargas variáveis, as quais se manifestam a partir da protonação e desprotonação dos colóides. Acredita-se que a predominância de minerais cauliniticos, bem como a falta de minerais oxidicos, fez com que o solo 2 apresentasse valor baixo de PCZ.

Nos Quadros 14 e 15, mostra-se que com a adição dos estabilizantes químicos, os solos apresentaram aumentos significativos nos valores das seguintes propriedades químicas: pH; soma de bases trocáveis (SB), principalmente devido ao aumento de íons de Ca<sup>2+</sup>; capacidade de troca catiônica; e índice de saturação de bases. Por outro lado, houve expressivas reduções nas quantidades de hidrogênio livre e de alumínio e, conseqüentemente, na acidez potencial (H+Al), que se tornou nula assim que se adicionaram aos solos os estabilizantes analisados. Portanto, a

incorporação dos estabilizantes químicos aos solos proporcionou um aumento na saturação de bases e um consumo total dos íons  $H^+$  e  $Al^{3+}$  trocáveis, gerando modificações nos seus valores de pH, passando de ácidos para alcalinos.

Dentre as características químicas presentes neste trabalho, o pH tem sido a mais usada no estudo da estabilização química dos solos. Segundo Rogers e Glendinning (2000), mudança que venha ocorrer nos valores de pH de misturas, resultando em valores suficientemente elevados, provocam a dissolução parcial da sílica e da alumina, seguida da formação de novos minerais silicatos e aluminatos, que, quando cimentados, conferem aumentos na resistência mecânica dos solos. Observou-se que ocorreram aumentos significativos nos valores de pH, nos teores de cal e de cimento de 2% e 3%, que se relacionaram às elevadas concentrações dos íons cálcio fornecidas pelos estabilizantes e às reduções na acidez potencial. Assim, o aumento do pH dos solos ocorreu devido à liberação de sítios de troca originalmente ocupados por hidrogênio e/ou alumínio, após a adição de teores crescentes de cal e cimento, tendo este processo resultado na possível precipitação do alumínio e na diminuição da acidez potencial.

A partir dos resultados de PCZ apresentados nos Quadros 14 e 15, verificou-se que ocorrem aumentos nos valores de PCZ com aumentos nos teores de cal e de cimento, chegando-se a quantitativos maiores com teores maiores de estabilizantes, assim como ocorreu com os valores de pH e de capacidade de troca catiônica dos solos. Semelhantemente ao comportamento observado nos solos não tratados, os valores de PCZ determinados para as misturas foram, com poucas exceções, inferiores àqueles de pH em  $H_2O$ , evidenciando, pois, o predomínio de carga variável negativa nos colóides das misturas.

### **3.4 – Relação entre propriedades físicas e químicas das misturas**

Na Fig. 14 apresenta-se a relação entre os parâmetros químicos e as propriedades de índice de plasticidade e percentagem da fração argila das misturas dos solos 1 e 2 com cal e cimento. Inicialmente, pode-se dizer que, de modo geral, os parâmetros químicos CTC, pH e concentração de íons cálcio parecem estar relacionados, o que é coerente com os trabalhos do TRB (1976) e Hilt e Davidson (1960). Para o solo 1, pode-se verificar a relação entre o aumento da CTC, pH e  $Ca^{2+}$  e a diminuição do  $I_p$  e da percentagem da fração argila das misturas com a cal e cimento. No entanto, para o solo 2 o comportamento não é semelhante. Observa-se inicialmente um aumento dos parâmetros físicos e, posteriormente, queda. Neste caso, a cal promoveu aumentos mais significativos que o cimento, sendo que as alterações na fração argila podem ser desprezíveis.

Naturalmente, esperava-se que o solo 1 apresentasse maiores alterações nos parâmetros químicos e físicos do solo, uma vez que se trata de um solo argiloso. No entanto, por ser solo laterítico, as alterações físicas e químicas podem ser menos efetivas que as alterações em solo com minerais argílicos mais ativos (esmectita ou montmorilonita) em sua composição. De modo geral, os aumentos dos parâmetros químicos aqui relacionados resultaram em diminuições nos valores de  $I_p$  e percentagem de fração argila de ambos os solos.

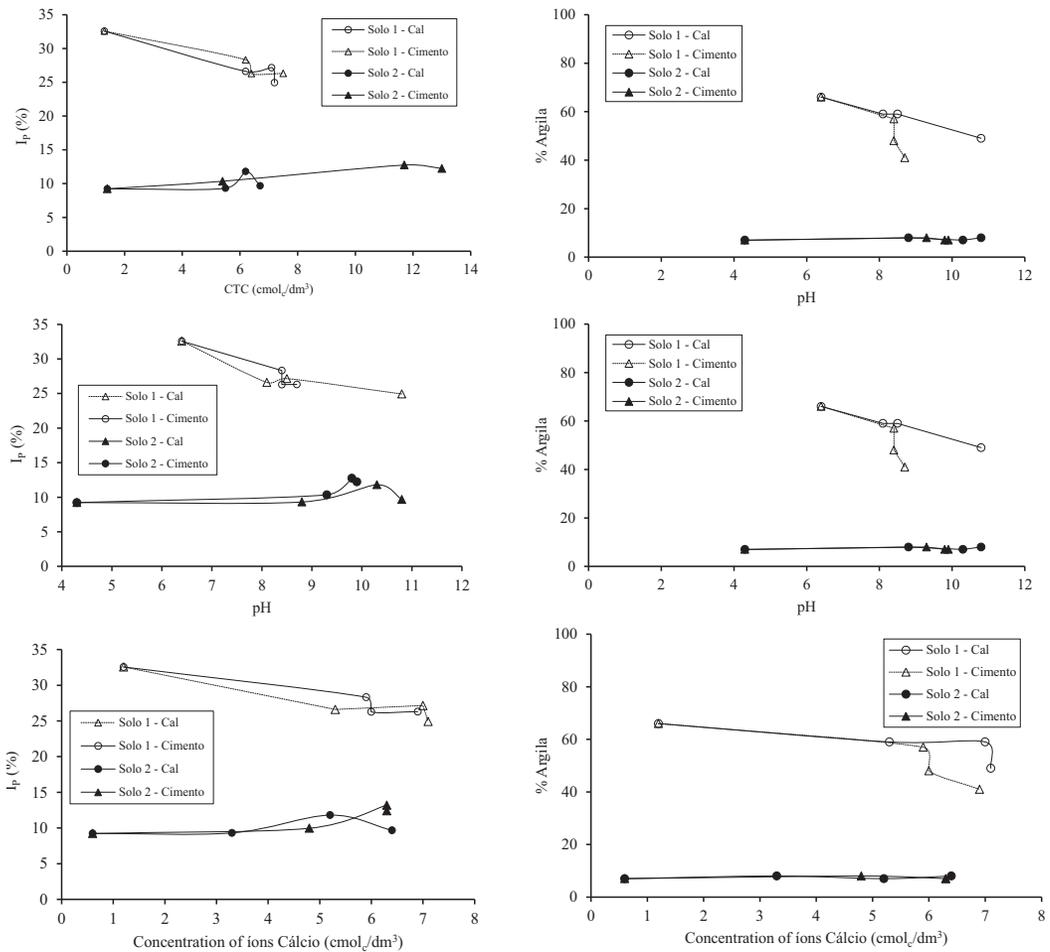


Fig. 14 – Relação entre parâmetros químicos e propriedades físicas dos solos 1 e 2.

### 3.5 – Considerações finais

As propriedades geotécnicas das misturas realizadas com o solo 2 sofreram menores alterações, quando comparadas com o solo 1. As incorporações da cal e do cimento, individualmente, ao solo 2 não produziram alterações significativas na composição granulométrica e  $I_p$  com o tempo entre mistura e realização dos ensaios, e não apresentaram nenhum tipo de semelhança na trajetória das curvas que descrevem tais comportamentos. Quando se refere às misturas solo 2-cimento, as variações tornaram-se mais expressivas. O cimento demonstrou ser mais eficiente na modificação de plasticidade, onde, possivelmente, as reações de hidratação que ocorreram influenciaram os comportamentos de plasticidade do solo 2. O tempo entre mistura e ensaio não influenciou, de forma significativa, os valores de  $I_p$  das misturas. Observou-se, também, que a incorporação do cimento foi mais efetiva nas alterações das frações granulométricas do solo 2, destacando-se, novamente, o tempo entre mistura e realização do ensaio de 8 horas. Ainda, as alterações na percentagem de fração argila foram acompanhados com as alterações nos  $I_p$  de ambos os solos. Parâmetros químicos CTC, pH e concentração de  $\text{Ca}^{2+}$  apresentam-se relacionados com as modificações físicas proporcionadas.

Destaca-se que os comentários apresentados têm embasamento nas características químicas das misturas estudadas. Observou-se a ocorrência de aumentos nos valores de pH com os teores dos estabilizantes, nos dois solos utilizados. Entende-se que tal fato se relacionou com o aumento da CTC e com a saturação da superfície da partícula pelos íons cálcio, que foram responsáveis pelo fenômeno de floculação. As reações de troca catiônica foram ativadas pela presença de tal íon, sendo assim, responsáveis pelo comportamento dos parâmetros discutidos anteriormente. Adicionalmente, cabe destacar a ocorrência das reações de hidratação do cimento Portland, que foram responsáveis por alterações nas propriedades das misturas solo-cimento, no período mais longo entre mistura e realização dos ensaios. Notou-se que houve freqüentes oscilações na constituição granulométrica e índice de plasticidade, o que, ao longo do trabalho, foi justificado por reações de troca catiônica. Osula (1996) supõe que as mudanças nas propriedades dos solos ocorrem até que o processo de aglomeração cesse. No entanto, é esperado que essas alterações reduzam-se com o período de tempo, provavelmente de forma exponencial. Acredita-se que, apesar das reações de troca acontecerem instantaneamente, ocasionando quedas nos valores de  $I_p$  com os teores de estabilizantes, nos tempos entre mistura e realização dos ensaios elas ainda estão se processando, não conferindo aos solos um comportamento definido. Entende-se que, também, o ponto de fixação de cal (LPF), relatado por Hilt e Davidson (1960) não foi presentemente alcançado, considerando-se as características mineralógicas dos solos estudados.

#### 4 – CONCLUSÕES

Os baixos teores de cal e cimento utilizados nas misturas provocaram variações significativas, estatisticamente, na composição granulométrica do solo 1, destacando-se que o cimento foi mais efetivo, inclusive nos maiores tempos entre mistura e a realização dos ensaios. Para o solo 2, as variações não foram significativas, salientando-se, somente, a atuação do cimento nos períodos mais longos entre mistura e a realização dos ensaios.

Apesar de não ocorrerem variações significativas, estatisticamente, com o tempo entre mistura e realização dos ensaios, a incorporação da cal foi mais efetiva na queda instantânea da plasticidade dos solos. Por outro lado, nas misturas solo-cimento, ocorreram reações de troca catiônica, bem como de hidratação que ocasionaram maiores alterações na plasticidade, em tempos maiores entre mistura e ensaio. As análises químicas mostraram aumentos de pH, CTC e íons cálcio, que foram proporcionais aos teores de cal e cimento avaliados. A presença de íons cálcio aumentou a CTC dos solos que foram responsáveis pelas modificações nos valores de  $I_p$ , constituição granulométrica e pH dos solos. Cabe salientar que alterações químicas do solo 2 não foram suficientes para promover modificações significantes nas suas propriedades físicas.

Os dois solos avaliados apresentam potencialidade para compor camadas de pavimentos. O solo 1 apresentou melhorias na plasticidade quando modificado com baixos teores de cimento, o que pode favorecer sua aplicação no campo. Já o solo 2 consiste em um bom material para pavimentação em seu estado natural. A adição de cal não proporcionou melhorias na plasticidade do solo. No entanto, o cimento certamente viria a ser o melhor agente de modificação uma vez que proporciona melhor cimentação das partículas. Portanto, o cimento consistiu em um melhor agente modificador da plasticidade de ambos os solos, uma vez que as reações de hidratação e cimentação passaram a ser mais efetivas que as reações de floculação proporcionada pela cal.

Ainda, com base nos resultados obtidos, pode-se concluir que os tempos entre mistura e realização dos ensaios avaliados nesse trabalho não foram suficientes para se obter um tempo ótimo entre a realização da mistura e a compactação do solo tratado com cal. Pode-se concluir que a compactação pode ser efetuada até 8 horas depois da mistura sem maiores prejuízos na compactação do solo modificado com cal. Já a utilização de baixos teores de cimento mostrou que entre os tempos

estabelecidos nesse trabalho, o maior tempo, 8 horas, mostrou diminuir mais significativamente os valores do  $I_p$ . Ainda, não se sabe o efeito de maiores tempos entre mistura e compactação. Cabe salientar, que estas análises foram realizadas com baixos teores dos estabilizantes. Misturas de cimento com maiores percentagens de estabilizantes podem vir a cimentar até 8 horas depois da mistura.

Outro aspecto relevante é que a homogeneização da mistura no campo passa a ser dificultada com a utilização de baixos teores dos estabilizantes, necessitando-se realizar um processo de mistura mais intenso nas aplicações de campo. Outro aspecto a se ressaltar é que o presente trabalho traz uma abordagem de análises de laboratório, antevendo-se ser necessário a execução de camadas experimentais no campo, para fins de validação prática dos resultados obtidos.

## 5 – AGRADECIMENTOS

Os autores vêm expressar os seus agradecimentos à FAPEMIG, pelo apoio financeiro ao presente projeto, através do Processo TEC APQ-0830-5.07/07, e pela concessão de bolsa de iniciação científica para o último autor, à CAPES, pela concessão de bolsa de mestrado ao primeiro autor, bem como à Universidade Federal de Viçosa (UFV), onde foi realizado o presente trabalho.

## 6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aiban, A.A. (1994). *A study of sand stabilization in eastern Saudi Arabia*. Engineering Geology, no. 38, pp. 65-79.
- Akoto, B. K. A.; Singh, G. (1981). *Some geotechnical properties of a Lime stabilized laterite containing a high proportion of aluminium oxide*. Engineering Geology, no. 34, pp. 185-199.
- 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 Engenharia Civil), Universidade Federal de Viçosa, 91p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1986). *NBR 6457: solo: amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro, RJ, 7 p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984a). *NBR 7181/84: Solo – Análise granulométrica – Procedimento*. Rio de Janeiro, 13p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984b). *NBR 6459/84: Solo - Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro, 6p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984c). *NBR 7180/84: Solo – Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro, 3p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984d). *NBR 6508/84: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica*. Rio de Janeiro, 8p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1992). *NBR 12253/90: Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento*. Rio de Janeiro, 4p.
- Attoh-Okine, N. O. (1995). *Lime treatment of laterite soils and gravels – revisited*. Construction and Building Materials, v.9, no. 5, pp. 283-287.
- Banzatto, O. A.; Kronka, S. N. (1996). *Experimentação agrícola*. 4ª edição, FUNEP, Jaboticabal.

- Bell, F. G. (1996). *Lime stabilization of clay minerals and soils*. Engineering Geology, no. 42, pp. 223-237.
- Bell, F.G.; Coulthard, J.M. (1990). *Stabilization of clay soils with lime*. Mun. Engr. 7, pp.125-140.
- Bhattacharja, S.; Bhatty, J. I.; Todres, H. A. (2003). *Stabilization of clay soils by Portland cement or lime – a critical review of literature*. PCA R&D Serial N°2066, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA, 60p.
- Brady, N.C.; Weil, R.R. (1999). *The nature and properties of soils*. 12a edição, Upper Saddle River, NJ: Prentice-Hall, 881 p.
- Castro, E.; Serafim Luis, A. (1974). *Solo-cal na pavimentação de estradas e aeródromos*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, Portugal, Memória no. 450, pp. 45-51.
- Cristelo, N.; Jalali, S. (2004). *Estabilização química de um solo residual de granito*. Geotecnia, no. 101, pp. 25-40.
- DNIT - Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes (2006). *Manual de pavimentação*. 3ª ed., Publicação IPR - 719, Rio de Janeiro, RJ: Diretoria de Planejamento e Pesquisa, Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa (DNIT), Instituto de Pesquisas Rodoviária (IPR), 274 p.
- Ferraz, R.L. (1994). *Contribuição ao estudo da estabilização de solos para fins rodoviários e Habitacionais*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Viçosa, 180p.
- Guimarães, J.E.P. (1971). *Estabilização de solos: nova e importante aplicação da cal, seus conceitos e suas vantagens*. Boletim no. 5, São Paulo, SP: ABPC, 67 p.
- Guimarães, J.E.P. (1997). *A Cal – Fundamentos e aplicações na engenharia civil*. 1ª edição. São Paulo: PINI, 99 p.
- Herrin, M.; Mitchell, H. (1961). *Lime-soil mixtures*. Highway Research Board Bulletin, Washington D. C., no. 304, pp. 99-121.
- Herzog, A.; Mitchell, J.K. (1963). *Reactions accompanying the stabilization of clay with cement*. Highway Research Record, Washington D.C, no. 36, pp. 146–171.
- Hilt, G.H.; Davidson, D.T. (1960). *Lime fixation in clayey soils*. Highway Research Record, Washington D. C., no. 262, pp. 20-32.
- Ingles, O.G.; Metcalf, J.B. (1973). *Soil stabilization principles and practice*. Swikey e Sans, New York, E.U.A, 374 p.
- Lima, D.C.; Machado, C.C.; Carvalho, C.A.B.; Silva, C.H.C.; Pereira, R.S.; Trindade, T.P.; Barbosa, P.S.A. (2003). *A experiência da UFV no emprego de estabilizantes químicos em estradas florestais*. 6º Simpósio Brasileiro sobre colheita e transporte florestal, Belo Horizonte, Minas Gerais. Viçosa, MG: Sociedade de Investigações Florestais (SIF), pp. 69-117.
- Meurer, E.J. (2006). *Fundamentos de química dos solos*. 3ª edição, Porto Alegre, EVANGRAF, 285p.
- Nogami, J.S.; Villibor, D.F. (1995). *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. São Paulo: Villibor, 213p.
- O' Flaherty, C. A. (1979). *Highway engineering*. London, Edward Arnold, v.2, 458p.

- Osinubi, K. J (2006). *Compactive delay effects on properties of lime-treated soil*. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 18, no. 2, pp. 250-258.
- Osula, D.O.A. (1991). *Lime modification of problem laterite*. Engineering Geology, no. 30, pp. 141- 154.
- Osula, D.O.A. (1996). *A comparative evaluation of cement and lime modification of laterite*. Engineering Geology, v. 42, no. 1, pp. 71-81.
- Pinto, C.S (1964). *Estudo da avaliação da capacidade de suporte de um solo pela adição de pequena quantidade de cal ou de cimento*. Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo, São Paulo, SP, 41p.
- Portelinha, F. H. M.; Lima, D. C.; Carvalho, C. A. B; Fontes, M. P. F (2011). *Mineralogical mechanisms of strength improvement in cement modification*. Proceedings of 14th Pan-American CGS geotechnical conference. Toronto, Canada, 6p.
- Raij, B. van; Quaggio, J.A.; Cantarella, H.; Ferreira, M.E.; Lopes, A.S.; Bataglia, O.C. (1987). *Análise química de solo para fins de fertilidade*. Campinas, Fundação Cargill, 170p.
- Rico, A.; Del Castillo, H. (1977). *La ingeniería de suelos en las vías terrestres*. México, D.F.: Editorial Limusa S.A., v. 2, 643p.
- Rogers, C.D.F.; Glendinning, S. (2000). *Lime requirement for stabilization*. Transportation Research Board. 79th Annual Meeting. Washington, D.C.
- Sant'Ana, A.P. (2003). *Caracterização tecnológica de misturas solo-escória de alto forno granulada moída para fins rodoviários*. Dissertação (Mestrado Engenharia Civil), Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, 71p.
- TRB – Transportation Research Board (1976). *State of the art - lime stabilization: reactions, properties, design, construction*. Report no. 180, Washington, DC, 31p.
- Trindade, T.P. (2006). *Caracterização tecnológica de solos residuais estabilizados quimicamente com vistas a aplicações em estradas e em obras geotécnicas de caráter ambiental*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, 254p.

# O MODELO DE ESTADO CRÍTICO E O SOLO RESIDUAL GRANÍTICO – A INFLUÊNCIA DO BTEX

The critical state model and the granitic residual soil – the influence of BTEX

Luís José Andrade Pais\*

Luís Manuel Ferreira Gomes\*\*

**RESUMO** – Os efeitos da poluição no solo residual granítico por gasolina (BTEX), são avaliados ao nível do comportamento mecânico. Com a análise e formulação do modelo conceptual do comportamento intrínseco averigua-se a aplicabilidade do modelo de estado crítico e define-se uma superfície de estado limite que será a motivação da avaliação mecânica do solo quando contaminado. Nos solos estruturados, o afastamento do previsto no modelo de estado crítico permite entender as particularidades do seu comportamento mecânico que depende da fábrica, da estrutura e do grau de alteração. A compreensão dos comportamentos tensão-deformação e tensão-dilatância torna-se útil na avaliação do modelo mecânico do solo quando contaminado. O feldspato porfiróide presente no solo residual granítico tem comportamento frágil/plástico no processo de confinamento/esmagamento o que influencia os resultados, sendo mais evidente quando o solo é contaminado, com o provável colapso da fábrica.

**SYNOPSIS** – The effects of pollution by petrol (BTEX), in the residual granitic soil, are evaluated in terms of mechanical behaviour. With the analysis and formulation of the conceptual model of the intrinsic behaviour, one checks the applicability of the model of critical state and defines a surface of limit state that will be the motivation for the analysis of the soil when contaminated. In structured soil, the shift from the predicted by the model of critical state allows to understand the peculiarities of its behaviour, depending on the fabric, bonding and alteration degree. The stress-strain and the stress-dilatancy behaviour of these soils when contaminated will be useful to define a mechanical model. The presence of mega crystals of potassium-sodic feldspar, with fragile/plastic behaviour, during the process of confinement/compressing will have influence on the results that will be more obvious when the soil is contaminated, with probable collapse of the fabric.

**PALAVRAS CHAVE** – Solo residual granítico, contaminação, modelo de estado crítico, comportamento mecânico.

## 1 – INTRODUÇÃO

A Geotecnia Ambiental tem-se ocupado essencialmente dos fenómenos associados à migração e transporte dos poluentes nos solos, a técnicas para controlar aquele processo e à sua descontaminação se necessário. As preocupações com a degradação ambiental acentuaram-se desde os meados da década de 60, e após uma maior atenção aos problemas da qualidade do ar, da água e do ordenamento do território, os últimos anos trouxeram para a discussão a poluição dos solos, embora como consequência dos seus efeitos nefastos no ambiente.

---

\* Professor Auxiliar, Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, Universidade da Beira Interior.  
E-mail: lpais@ubi.pt

\*\* Professor Associado, Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, Universidade da Beira Interior.  
E-mail: lmfg@ubi.pt

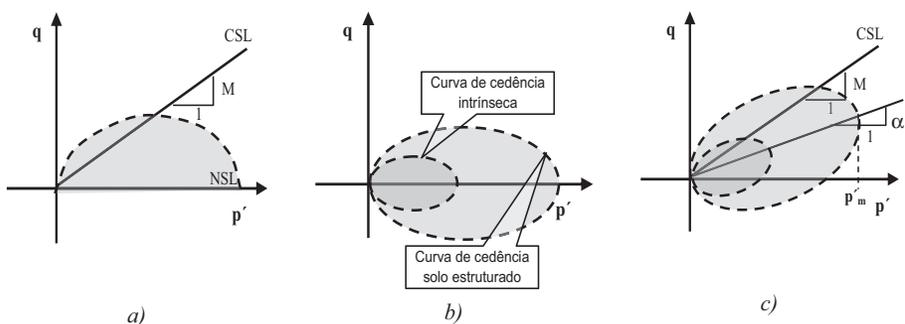
É do conhecimento científico que o transporte do poluente depende de propriedades quer dos solos (granulometria, índices físicos, limites de Atterberg e composição mineralógica), quer dos próprios poluentes (viscosidade, composição química e miscibilidade) e quando ocorre a poluição do solo ou da rocha, são necessárias ferramentas para avaliação do grau de contaminação. Sugere-se então medidas de remediação, mas fica muitas vezes em aberto a avaliação da interacção da poluição com o equilíbrio mecânico a que estava sujeito o maciço.

Nos solos a massa poluente é retirada do fluido, ficando retida nas fronteiras das partículas sólidas. A causa está na permuta de iões entre a solução e as superfícies dos grãos que compõem a fracção sólida dos solos (Moura, 2001). Os solos são submetidos a um novo equilíbrio químico, desde que saturados por um líquido que não a água. Cui *et al.* (2003) enfatizaram a importância das constantes dieléctricas ( $\epsilon$ ) dos fluidos poluentes,  $\epsilon = 80$  para a água,  $\epsilon = 2$  para o Xileno (fluido não polar) e  $\epsilon = 32$  para o Etanol (fluido polar), na fracção fina dos solos. Estes efeitos aumentam a capacidade de floculação dos minerais argilosos, sendo que na caulinite esta apresenta elevado equilíbrio ao nível do índice de vazios para qualquer carregamento, e um baixo coeficiente de consolidação e de permeabilidade, presumivelmente também devido ao preenchimento dos poros por sólidos dissolvidos no fluido poluente (Rama e Narisanga, 2000).

A caulinite é o mineral argiloso preponderante na fracção fina do solo residual granítico da Covilhã, e ao ser contaminado com gasolina, as partículas finas aglutinam-se, e desenvolvem-se novas estruturas que induzem alterações nas superfícies de estado limite (Andrade Pais e Ferreira Gomes, 2006). Os aglomerados de partículas finas passam a funcionar como simples grãos e o efeito da dilatância no incremento da resistência aumenta (Andrade Pais, 2007). Contudo, a maioria dos estudos em solos residuais graníticos têm-se centrado no comportamento mecânico destes quando saturados por água ou na condição de não saturados. Verifica-se que os modelos mecânicos estão dependentes da fábrica, da estruturação, do grau de alteração, composição mineralógica e química, entre outros.

Neste trabalho são apresentados e discutidos os resultados de séries de ensaios triaxiais convencionais de compressão, drenados (*CID*) e não drenados (*CIU*), em amostras com estrutura preservada, naturais e contaminadas com gasolina (*BTEX* – elementos de Benzeno, Tolueno, Etilbenzeno e Xilenos) de solo residual granítico da Covilhã. Avalia-se a aplicação e a compreensão do modelo de estado crítico de modo a relacionar o comportamento volumétrico e de corte nestes materiais. No espaço volume específico *versus* a tensão média efectiva ( $v:lnp'$ ), a linha que separa estados possíveis dos impossíveis não é única como também concluiu Coop e Willson (2003) em areias com hidrocarbonetos. O solo residual granítico natural e contaminado, embora quanto à classificação sejam solos granulares, têm distintas linhas de estado crítico, mas tendencialmente convergentes por se dar o esmagamento dos minerais porfiróides de feldspato com o aumento de tensão média efectiva ( $p'$ ) aplicada. Os ensaios de compressão drenados, nestes solos, indicam que o corte é friccional e o incremento da resistência está associado ao incremento da dilatância ( $\psi$ ).

As superfícies de cedência são analisadas em relação à forma e orientação até à rotura generalizada, a partir dos modelos concebidos com base em resultados de ensaios em argilas reconstituídas e isotropicamente consolidadas (modelo Cam-Clay modificado) (Figura 1 a), e que têm sido sistematicamente estendidos a outros geomateriais, com a finalidade de reflectir algumas particularidades importantes do solo. Foi ainda introduzido o conceito elástico-plástico no modelo constitutivo de modo a incorporar a estruturação e desestruturação do material, com a definição comparativa das superfícies de cedência intrínseca, assumindo-se que têm a mesma forma do material natural (Figura 1 b). Por outro lado, em associação à anisotropia, tornaram-se necessários novos conceitos, onde  $\alpha$  define a orientação das superfícies de cedência (Figura 1 c), incorporando duas leis de endurecimento, a primeira que descreve mudanças no tamanho da superfície e a segunda, variações na orientação com as extensões plásticas, ou seja quando  $\alpha=0$ , o comportamento torna-se isotrópico (Schnaid, 2005).



**Fig. 1** – Superfícies de cedência para a argila: a) modelo de Cam-Clay modificado; b) material estruturado; c) material estruturado e anisotrópico (Schnaid, 2005).

## 2 – IDENTIFICAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

A classificação do solo, na base de um sistema uniformizado, consiste na ordenação e organização do conhecimento deste e que permite a previsão do seu comportamento mecânico e uso em obra. O Sistema de Classificação Unificada, ou outros semelhantes estão desajustados a este tipo de solos residuais ou mesmo quando contaminados, pois o comportamento destes é controlado por factores sensíveis aos processos evolutivos e de desestruturação, destacando-se a fábrica e a composição mineralógica. Wesley e Irfan (1997) propõem o interesse das distribuições granulométricas quando utilizadas conjuntamente com índices químicos e mineralógicos que estão associados ao carácter evolutivo destes solos. Ainda assim, a identificação e classificação destes solos pode ser feita com base no Sistema de Classificação Unificada, se se tiver cuidado no processo de destorramento e avaliação dos índices de consistência, e se esta for usada em conjunto com o conhecimento geológico dos solos (Vargas, 1992). Contudo, a aplicação destes sistemas de classificação serve sempre como referência ao comportamento mecânico previsto (Rodrigues, 2003).

Atendendo a estes pressupostos, realizaram-se no solo residual granítico natural (*GRS*) e contaminado com gasolina (*GRS-G*), os ensaios clássicos de identificação e classificação. O Quadro 1 apresenta os parâmetros granulométricos característicos destes solos: a percentagem de argila, silte, areia e de cascalho, o diâmetro efectivo ( $D_{10}$ ), o coeficiente de uniformidade ( $C_U$ ) e o coeficiente de curvatura ( $C_C$ ) das várias amostras utilizadas.

**Quadro 1** – Parâmetros físicos e de identificação do solo residual granítico da Covilhã, natural (*GRS*) e contaminado (*GRS-G*).

Índices /teste	Amostra	
	<i>GRS</i>	<i>GRS-G</i>
Distribuição granulométrica		
Percentagem de cascalho	20-38	26-30
Percentagem de areia	50-60	54-55
Percentagem de silte	9-14	8-11
Percentagem de argila	3-6	8-9
$D_{10}$ (mm)	0,04-0,007	0,08-0,007
Coeficiente de uniformidade ( $D_{60}/D_{10}$ )	47,5-200	114,3-200
Coeficiente de curvatura [ $(D_{30})^2/(D_{60} \times D_{10})$ ]	1,2-4,1	4,6-5,4
Densidade das partículas sólidas, $G_s$	2,67	2,63

O desfloculante usado foi o hexametáfosfato

O limite de liquidez ( $w_L$ ), para o solo natural, varia de 40% a 42% e está relacionado com a retenção de água nos planos internos do feldspato, das micas e não na capacidade de retenção de água nas argilas presentes (caulinite, ilite e clorite) que é baixa. O índice de plasticidade ( $I_p$ ) é baixo a muito baixo (4 a 6%). Nos solos contaminados o  $w_L$  médio é de 46% e o  $I_p$  aumenta (6 a 10%) pela modificação da capacidade de troca iônica, devido à alteração das propriedades dieléctricas. As Figuras 2 a) e b), mostram respectivamente as distribuições granulométricas em termos de percentagem de argila, silte, areia e cascalho presentes nos solos usados, o limite de liquidez e o índice de plasticidade destes.

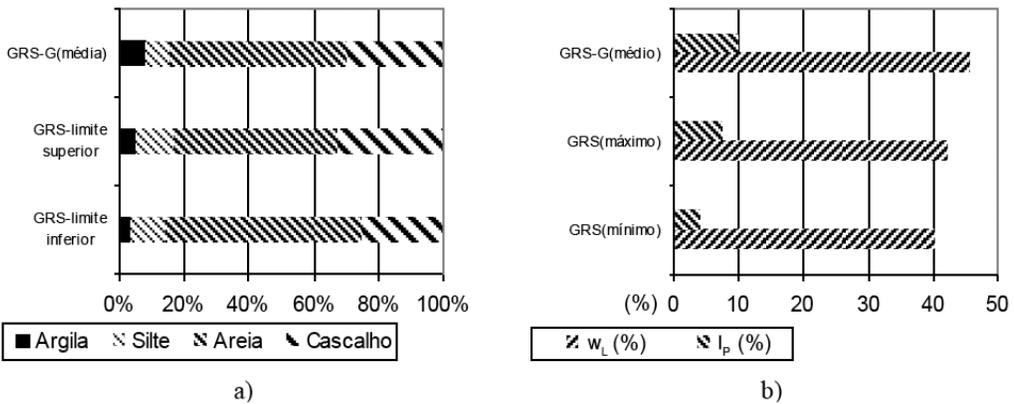


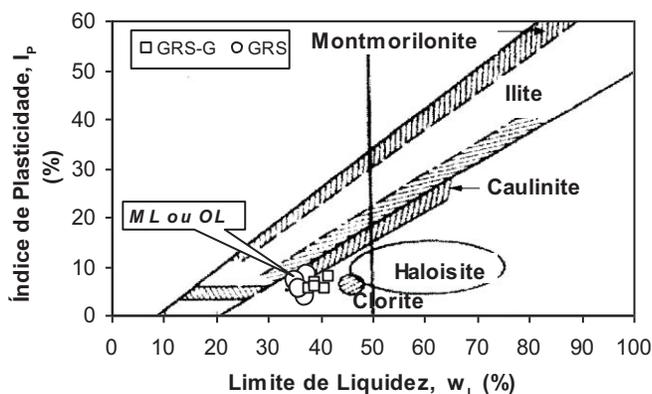
Fig. 2 – Solos residuais graníticos naturais (GRS) e contaminados com gasolina (GRS-G): a) distribuição granulométrica; b) limite de liquidez e índice de plasticidade.

O solo residual granítico da Covilhã é caracterizado por curvas granulométricas bem graduadas, com valores elevados do coeficiente de uniformidade ( $47 < C_u < 200$ ) e com baixos índices de plasticidade. As curvas de distribuição granulométrica do solo poluído são idênticas às dos solos naturais. Os solos avaliados e classificados segundo a ASTM D2487-85 (1985) pertencem ao grupo *SW* a *SM* com cascalho, ou seja, areia siltosa com cascalho e com actividade argilosa de normal a baixa, indiciando a presença de caulinite (Figura 3), uma argila pouco expansiva.

Os finos presentes classificam-se como *ML*, reflectindo a baixa plasticidade, tal como é definido pela carta de Casagrande. Os minerais argilosos podem ser identificados por técnicas de difracção de raios-X e análise térmica diferencial (*Differential Thermal Analysis-DTA*), mas podem ser usados processos mais expeditos e baratos. Com alguma aproximação podemos reafirmar que predomina a caulinite, através da projecção dos limites de consistência na carta de Casagrande e por proposta de Sharma e Lewis (1994), acrescentando-se a posição relativa da montmorilonite, da ilite, da caulinite, da clorite ou da haloisite, como se observa na Figura 3.

O conhecimento da composição química e o estabelecimento de índices geoquímicos de natureza quantitativa da rocha mãe, dos solos residuais resultantes e destes quando contaminados, podem ajudar na caracterização do estado evolutivo dos materiais, embora com limitações na sua aplicação. Em associação com classificação granulométrica, esta informação pode ajudar a compreender o comportamento mecânico influenciado pela estrutura e fábrica, que pode estar alterado pela modificação das constantes dieléctricas e mesmo o próprio solo.

Os índices geoquímicos usados no estudo da alteração de rochas graníticas reflectem a mobilidade dos óxidos caracterizados, na generalidade, em termos de pesos moleculares e das relações moleculares. No Quadro 2 apresentam-se os índices geoquímicos calculados para a avaliação da evolução do solo natural e experimentalmente quando poluído por gasolina.



**Fig. 3** – Posição dos minerais de argila na carta de Casagrande, segundo Sharma e Lewis (1994) e a projeção dos limites de consistência dos solos estudados.

**Quadro 2** – Valores obtidos pelos índices geoquímicos para as amostras de solo residual granítico natural (GRS) e contaminado (GRS-G).

Índices de alteração químicos	Amostra	
	GRS	GRS-G
$K_i = SiO_2/Al_2O_3$ , Rocha Filho <i>et al.</i> (1985)	3,823	4,454
$K_r = SiO_2/(Al_2O_3 + Fe_2O_3)$ , Rocha Filho <i>et al.</i> (1985)	3,333	3,808
$\beta$ (índice de lixiviação), Rocha Filho <i>et al.</i> (1985)	0,645	0,762
$I_{mob}$ (índice de mobilidade), Irfan (1996)	0,370	0,354
Perda ao rubro, Sueoka <i>et al.</i> (1985)	3,01	3,32

As relações moleculares  $K_r = SiO_2/(Al_2O_3 + Fe_2O_3)$  e  $K_i = SiO_2/Al_2O_3$  têm uma ligeira tendência crescente no solo contaminado por gasolina (GRS-G), o que significa um ligeiro decréscimo em  $Al_2O_3$  e  $Fe_2O_3$ . Se se tratasse do aumento da meteorização deste tipo de solos ácidos, estes óxidos seriam incrementados, pois ficariam retidos em grande parte nos produtos de alteração (Sueoka *et al.*, 1985). Contudo, no solo contaminado com gasolina assiste-se a uma evolução contrária das relações moleculares  $K_r$  e  $K_i$ .

O índice de lixiviação ( $\beta$ ) está de acordo com o intervalo proposto para um solo alterado [ $0(\text{alterado}) < \beta < 1(\text{são})$ ], ou seja  $\beta$  é 0,645, mas quando contaminado o parâmetro  $\beta$  cresce para 0,762, o que não é concordante com o significado clássico. Mas pode mostrar um acréscimo de lixiviação de  $Al_2O_3$ .

O índice de mobilidade ( $I_{mob}$ ) é uma medida relativa da mobilidade dos cátions da rocha durante a meteorização e é um bom indicador do grau de alteração dos feldspatos. O  $I_{mob}$  decresce para o solo contaminado, mantendo-se na generalidade mais baixo para todas as amostras quando sujeitas a estas novas condições, o que pode potenciar o entendimento para a maior estabilidade dos minerais de feldspato.

O parâmetro definidor das perdas ao rubro (P.R.) está associado à presença de água nos minerais argilosos de neoformação e também serve como parâmetro na avaliação do grau de alteração do solo. A perda de água existente nas partículas argilosas tem razoável correlação positiva com  $Na_2O$ , e justifica-se, por este parâmetro ser um indicador do grau de alteração do granito. A boa correlação da P.R. com  $Na_2O$  significa a evolução conjunta de argila caulínica e do grau de alteração (Andrade Pais, 2002). Os outros minerais também podem ter água na sua estrutura, embora a maior

parte se perca no aquecimento a 60° C. Nos solos contaminados, ainda por alterações eléctricas na superfície específica dos diferentes minerais, a quantidade de água retida pode aumentar e justificar o incremento das perdas ao rubro.

O uso indiscriminado destas relações, talvez desajustadas nestes solos poluídos, podem contudo integrar a avaliação da modificação do solo e consequentemente o comportamento mecânico expectável.

### 3 – COMPORTAMENTO MECÂNICO INTRÍNSECO

#### 3.1 – Linhas de Estados Críticos

Torna-se importante definir o comportamento mecânico intrínseco do solo, o qual é obtido através do ensaio de amostras reconstituídas ou desestruturadas (amostra *A-nc*:  $v = 1,601$  a  $1,621$  e amostra *A-sc*:  $v = 1,397$  a  $1,417$ ), de forma a obter uma referência com a qual o comportamento do solo estruturado, e posteriormente contaminado, será entendido e modelado. O comportamento intrínseco está definido para o estado em que as propriedades estruturais e físicas iniciais do solo não tenham alguma influência no comportamento mecânico deste. Nos solos granulares são necessárias deformações elevadas, onde é possível ter a variação da tensão normal e de corte nula, a volume constante. Estas condições, ao serem atingidas sobre amostras densas em ensaios triaxiais de compressão drenados (*CID*), mantendo a tensão isotrópica de confinamento constante ( $\sigma_{30}$ ), definem o estado crítico (*CS*), e se atingido por amostras soltas em ensaios triaxiais de compressão não drenados (*CIU*) a  $\sigma_{30}$  constante, então é designado por estado estável (Andrade Pais, 2007).

As linhas dos estados críticos/estável no espaço  $q:p'$  ( $q$  - tensão de desvio;  $p'$  - tensão média efectiva) definidas pelos ensaios tipo *CIU* e *CID*, pelas amostras tipo *A-nc*, tal como a envolvente de estado crítico/último definida pelos resultados da amostra da classe *A-sc*, consideram-se separadamente. As equações definidoras das linhas de estado crítico/estável no espaço  $q:p'$ , obtidas com os diferentes grupos de amostras e caminhos de tensões seguidos, são para a amostra *A-nc*:  $q_{\text{estável}} = 1,439p'$  ( $\phi'_{\text{estável}} = 35,5^\circ$ ) e para a amostra mais densa *A-sc*:  $q_{\text{estado crítico}} = 1,473p'$  ( $\phi'_{\text{estado crítico}} = 36,3^\circ$ ). Este pequeno afastamento pode estar ligado às condições de drenagem, das velocidades de corte e tipo de provete. Contudo, pode afirmar-se que as condições que definem o estado estável coincidem com as condições que caracterizam o estado crítico. No espaço  $q:p'$  os caminhos de tensão movem-se em direcção à linha de estado crítico (*Critical State Line – CSL*), considerando-se o estado último nas amostras mais densas, com razões que estão dependentes da distância inicial desta à *CSL*. As amostras com maior compacidade podem definir uma envolvente de *Ishihara* (definida nos pontos de inflexão para a tendência dilatante nos caminhos de tensão não drenados) que é praticamente coincidente com a envolvente de estado último.

Nas mesmas condições de ensaio na amostra de menor compacidade (*A-nc*), no espaço  $q:p'$  obtemos uma única linha do tipo  $q = Mp'$  que passa na origem, e uma única linha no espaço  $v:lnp'$  ( $v$  - volume específico;  $p'$  - tensão média efectiva) paralela à linha de consolidação isotrópica em primeira carga (*Isotropic Consolidation Line – ICL*), tal como mostram as Figuras 4 a) e b). Estas linhas únicas definem o estado estável, são propriedade intrínseca do solo e delimitam os estados possíveis dos impossíveis, isto é, a rotura dá-se quando o estado de tensão toca nessa linha independentemente do caminho de tensões seguido até essa fronteira.

A linha de consolidação isotrópica em primeira carga e a respectiva linha de estado estável, potencialmente a linha de estado crítico (Figura 4 b), correspondente ao solo de menor compacidade (*A-nc*), são paralelas no espaço  $v:lnp'$ . Todavia a linha *CSL*, definida neste espaço, resulta de pontos mais dispersos. A amostra *A-nc* apresenta a linha de estado crítico:  $v_{CSL} = -0,0578 \ln(p') + 1,796$ ;  $R^2 = 0,9647$ . Quanto à linha de estado crítico definida pelos ensaios em amostras tipo *A-sc*, ela situa-se no espaço sobreconsolidado e é marcadamente convergente com a linha de consolidação isotró-

pica em primeira carga para as tensões mais elevadas. Esta situação estará ligada ao carácter evolutivo dos feldspatos quando sujeitos à compressão e corte. Isto implica que o parâmetro  $\psi = -\delta\epsilon_v / \delta\epsilon_s$  para medir quantitativamente a dilatância do solo, provavelmente decresce à medida que os níveis de tensão aumentam.

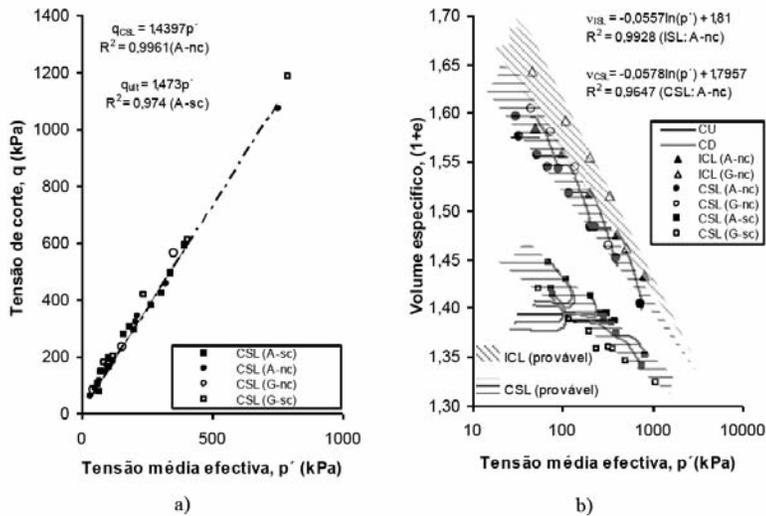


Fig. 4 – Linhas de estados críticos definidas: a) no espaço  $q:p'$  e b) no espaço  $v:lnp'$ .

O cálculo das linhas *ICL* e *CSL*, no espaço  $v:lnp'$ , a partir dos dois grupos de amostras, mas agora contaminadas com gasolina (amostra *G-nc*:  $v=1,621$  a  $1,668$  e amostra *G-sc*:  $v=1,398$  a  $1,427$ ), resultam nas suas deslocalizações para o lado seco, mas com o aumento da tensão média convergem com o comportamento intrínseco. Quanto ao espaço  $q:p'$ , a linha *CSL*, pode considerar-se coincidente com a linha definida para o estado crítico/estável das amostras não poluídas.

A posição do estado crítico do solo é função de  $q:p':v$  e torna-se importante para visualizar a *CSL* no espaço tridimensional. No espaço  $\{q:p':v\}$ , a linha de consolidação isotrópica em primeira carga está no plano  $q=0$  kPa. Definem a posição da linha de estado crítico e a linha de consolidação isotrópica em primeira carga os parâmetros de estado  $[M; \Gamma; N; \lambda; \kappa]$ , considerados constantes do solo. As equações definidoras são:

– linha de consolidação isotrópica em primeira carga:

$$q=0 \quad (1)$$

$$v = N - \lambda_{nc} \ln p' \quad (2)$$

– linha de estados críticos:

$$q = Mp' \quad (3)$$

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (4)$$

sendo:

$v$  - volume específico,  $v = 1+e$ ;

$q$  - tensão de corte,  $(\sigma'_1 - \sigma'_3)$ ;

$p'$  - tensão média efectiva,  $1/3(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)$ ;

M – declive da linha de estado crítico no plano  $q:p'$ ;

$\lambda_{nc}$ ,  $\lambda$  – respectivamente os declives da linha de consolidação isotrópica em 1ª carga e da linha de estado crítico no plano  $v: \ln p'$ .

N - volume específico do solo com consolidação isotrópica em 1ª carga para  $p' = 1$  kPa;

$\Gamma$  – volume específico do solo no estado crítico para  $p' = 1$  kPa.

Os valores dos parâmetros de estado, para o solo residual granítico da Covilhã, apresentam-se na Quadro 3.

**Quadro 3** – Parâmetros de estado constantes para o solo residual granítico da Covilhã remoldado.

Parâmetros	Amostra	
	A-nc	A-sc
$\lambda$	0,0578	0,0315
$\lambda_{nc}$	0,0557	0,0557
$\kappa$ (*)	0,0128	0,0018
$\Gamma$	1,7957	1,5665
N	1,81	1,81
M	1,439	1,473

(\*) declive da linha “sobreconsolidada” (negativa) no espaço  $v: \ln p'$ .

### 3.2 – Superfície de Roscoe e Hvorslev

Estabelece-se que para os ensaios de compressão drenados ou não drenados e para valores particulares da tensão média de consolidação ( $p'_o$ ), quando a amostra caminha para a rotura, existem caminhos de tensões que definem planos relevantes. Ou seja, existem planos diferentes para cada valor de  $p'_o$ , definidos pelas diferentes trajectórias de tensões. Assim, ambos os ensaios de corte podem definir com razoável aproximação uma superfície curva tridimensional, ligando a linha de consolidação em primeira carga com a linha de estado crítico.

O parâmetro normalizador, na definição da superfície, pode ser definido pela tensão média equivalente ( $p'_e$ ), igual a  $p'_e$  de *Hvorslev* e que corresponde à tensão na linha de compressibilidade intrínseca (Atkinson e Bransby, 1978). O parâmetro  $p'_e$ , para cada volume específico ( $v$ ), é obtido a partir da equação:

$$p'_e = \exp[(N - v)/\lambda] \quad (5)$$

sendo:

$p'_e$  – tensão média equivalente efectiva.

Nos solos residuais graníticos da Covilhã, pelo seu carácter evolutivo durante a compressão, pode-se formular a eventual hipótese de que a mesma superfície é seguida por todas as amostras consolidadas isotropicamente e carregadas axialmente, aproximando-se a um estado último ou estável. Alternativamente, se o volume específico inicial dos provetes é ligeiramente diferente, faz sentido comparar os resultados no espaço  $\{q/p'_e: p'/p'_e\}$ . A esta superfície, assim definida, dá-se o nome de superfície de *Roscoe* quando se dividem as tensões em cada momento pela tensão média equivalente  $p'_e$ , tal como mostra a Figura 5. No estabelecimento da eventual superfície de *Roscoe* só foram consideradas as amostras menos densas tipo *A-nc*. Mesmo assim, esta superfície é de difícil representação, conseguindo-se somente uma boa aproximação. A superfície de *Roscoe*, ainda assim, é limitada superiormente por um ponto correspondente à *CSL*.

Nesta fase, torna-se útil discutir o comportamento de todo o tipo de famílias (*A-sc* e *A-nc*) em ensaios de compressão drenados e não drenados. Por analogia à superfície de *Roscoe*, espera-se que para cada secção de volume específico constante, a superfície de estado limite seja de diferente tamanho. A projecção simultânea dos resultados em  $\{q/p'_e: p'/p'_e\}$ , para comparação conjunta, faz-se usando o método inicialmente usado por *Hvorslev*. Quanto maior o grau de “sobreconsolidação”, mais vertical se torna o caminho seguido, movendo-se mais tarde de encontro ao estado crítico, definindo-se assim a superfície de *Hvorslev* (Figura 5).

A superfície de *Hvorslev* do solo residual granítico no espaço  $\{q/p'_e: p'/p'_e\}$  assume a equação:

$$q/p'_e = 1,4844(p'/p'_e) + 0,0045; R^2 = 0,9961 \quad (6)$$

que tem a forma,

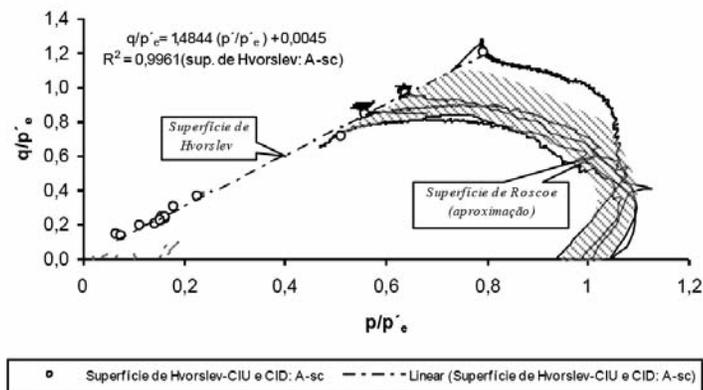
$$q/p'_e = h(p'/p'_e) + g \quad (7)$$

sendo:

$h$  – inclinação da superfície *Hvorslev* no plano  $q/p'_e: p'/p'_e$ ;

$g$  – intersecção da linha de *Hvorslev* no eixo  $q/p'_e$ .

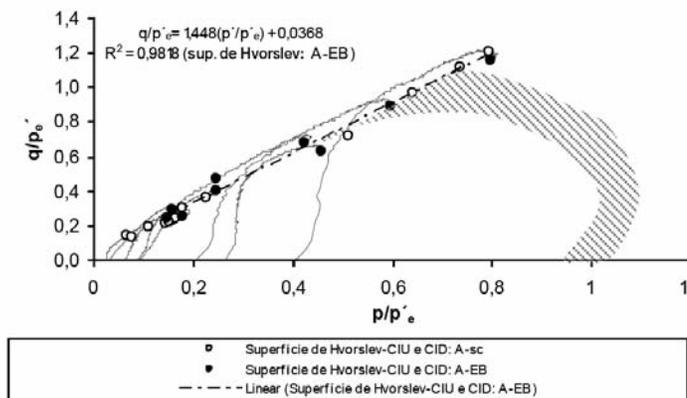
A linha definidora da superfície de *Roscoe* faz a transição para a linha de *Hvorslev* de modo abrupto, ou seja por um máximo bem marcado, característica de solos granulares, prevendo-se este tipo de comportamento através da teoria de plasticidade aplicada aos solos granulares como resultado da variação da extensão volumétrica ( $\Delta\varepsilon_v$ ), por deformação e rearranjo das partículas (Been *et al.*, 1991). A linha de rotura é também limitada à esquerda, se o solo conseguir ter alguma resistência à tracção, como mostra ainda a Figura 5.



**Fig. 5** – Caminho médio de tensões seguido no espaço  $q/p'_e: p'/p'_e$ , definidos pelos ensaios de corte nas amostras *A-nc* (Superfície de *Roscoe*) e superfície definida pelos ensaios de corte nas amostras *A-sc* (superfície de *Hvorslev*).

Apresenta-se na Figura 6 as superfícies de *Roscoe* e de *Hvorslev* anteriormente definidas para a amostra remoldada e a nova superfície de *Hvorslev* definida pela amostra com estrutura preservada A-EB.

As trajectórias de tensões, nas amostras estruturadas, tornaram-se mais verticais, ultrapassando a linha definida de separação dos estados impossíveis, movendo-se mais tarde de encontro ao estado crítico. Este comportamento está evidentemente dependente da estruturação e da dilatância destes solos quando solicitados ao corte dentro do limiar elasto-plástico estrutural. Isto é



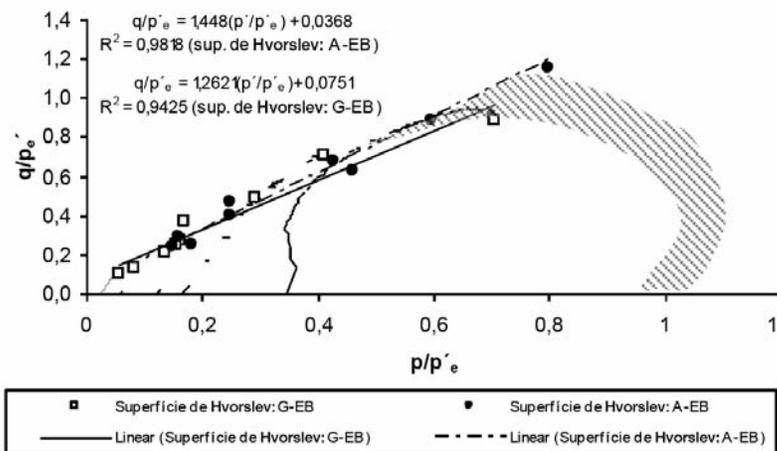
**Fig. 6** – Superfície de estado limite completa ou estados de rotura no espaço  $q/p'_e$ :  $p'/p'_e$  definida pelos ensaios de corte na amostra *A-nc* (Superfície de *Roscoe*) e a superfície definida pelos ensaios de corte nas amostras estruturadas *A-EB* (Superfície de *Hvorslev*).

consistente com todos os ensaios de corte com  $p'_o$  diferentes, que quando ultrapassada a linha de transformação de fase têm um comportamento dilatante, e durante este percurso seguem a trajectória de *Hvorslev*. A superfície de *Hvorslev* no plano  $\{q/p'_e$ :  $p'/p'_e\}$  considerando só as amostras estruturadas, assume a forma  $q/p'_e = 1,448(p'/p'_e) + 0,0368$ :  $R^2 = 0,9818$ .

A natureza friccional é basicamente a mesma dos solos remoldados, mas é fortemente influenciada por  $v$  e pelas constantes de estado, função da fábrica e da natureza dilatante, que fazem aumentar a resistência.

Apresenta-se na Figura 7 a superfície de *Roscoe* e de *Hvorslev* definida pela amostra com estrutura preservada, mas contaminada com gasolina (*G-EB*), e a superfície já definida pelas amostras não contaminadas. Os resultados dos ensaios ligam numa única linha limitada à direita pela “zona” de estado crítico e que estará no interior da definida pelo comportamento intrínseco, e é também limitada à esquerda, a mostrar que o solo consegue ter alguma resistência à tracção.

A superfície de *Hvorslev* no plano  $\{q/p'_e$ :  $p'/p'_e\}$  para a amostra contaminada (*G-EB*) assume a equação,  $q/p'_e = 1,2621(p'/p'_e) + 0,0751$ :  $R^2 = 0,9425$ , diferente da equação da superfície obtida considerando as amostras estruturadas naturais.



**Fig. 7** – Estados de rotura obtidos pelos ensaios de corte nas amostras estruturadas e contaminadas com gasolina.

A natureza friccional do solo *G-EB* para baixas tensões está fortemente influenciada por  $v$  e pelas constantes de estado, e que são função da fábrica modificada. Com o aumento de  $p'_o$  nota-se a redução da resistência e rigidez, podendo ser explicado por um gradual rompimento das ligações remanescentes entre as partículas e a quebra dos macro-minerais de feldspato durante a compressão isotrópica, sendo claro o efeito de  $p'_o$  na resistência friccional após a cedência da estrutura.

#### 4 – AVALIAÇÃO DA TENSÃO-DEFORMAÇÃO-DILATÂNCIA

Definido o comportamento intrínseco em amostras remoldadas, estudou-se o comportamento de resistência ao corte do solo estruturado natural (amostra *A-EB*) e ainda este quando contaminado por imersão em gasolina (amostras *G-EB*). Os provetes estruturados foram saturados de igual forma, com água em ciclos mínimos de contrapressão, consolidados isotropicamente e solicitados ao corte em condições não drenadas e drenadas, com a finalidade de se conhecer a envolvente de rotura generalizada, as envolventes de cedência da estruturação, a evolução da rigidez e a resposta volumétrica. Utilizaram-se tensões efectivas de consolidação isotrópica para a série de provetes de  $p'_o = 25; 35; 50; 100; 200$  e  $400$  kPa.

Os provetes com estrutura preservada, em relação ao índice de vazios e grau de saturação são espacialmente próximos, em termos relativos, ao das famílias das amostras remoldadas. O Quadro 4 apresenta o resumo da tipologia dos índices físicos dos provetes estruturados usados nos ensaios.

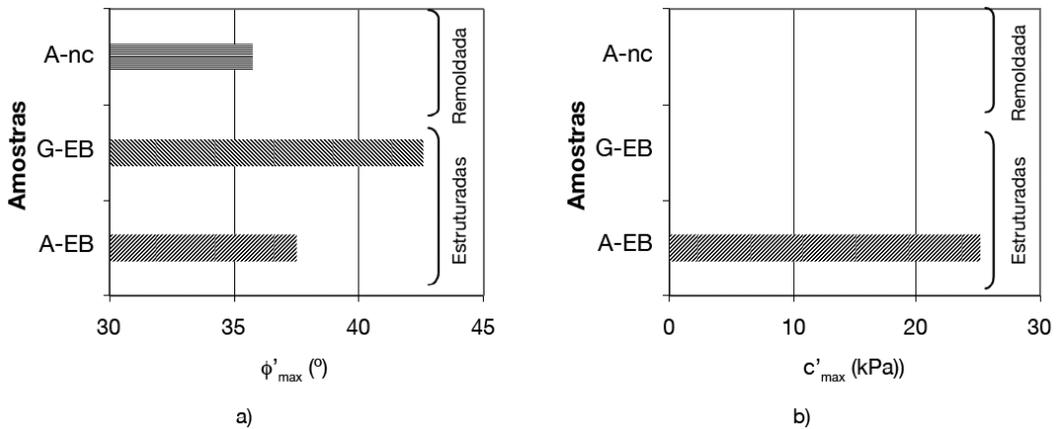
**Quadro 4** – Índices físicos das amostras estruturadas nas diferentes fases dos ensaios triaxiais convencionais drenados e não drenados.

Série (amostras)	Condições iniciais			
	$G_s$	Peso volúmico seco, $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	Grau de saturação residual, $S_r$ (%)	Índice de vazios inicial, $e_o$
A-EB	2,67	16,9-18,2	57,7-68,5	0,394-0,524
G-EB	2,63	17,5-19,0	63,0-79,8	0,391-0,510

Os índices de vazios verificados poderão ser um indicador de alguma reserva estrutural ainda preservada, mas a sua dispersão também poderá estar ligada ao preenchimento dos interstícios entre as partículas por materiais argilosos de alteração, como consequência da flutuação cíclica do nível freático.

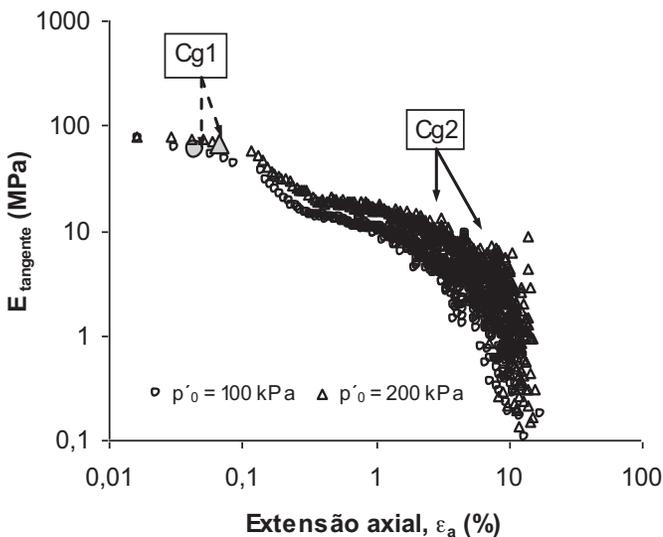
O ângulo de atrito efectivo máximo ( $\phi'_{max}$ ) da amostra estruturada e contaminada com gasolina ( $43^\circ$ ), cresce  $5^\circ$  a  $7^\circ$  em relação ao solo intacto natural, pelos efeitos de aumento da rigidez e do fraccionamento dos feldspatos, que funcionam como partículas menores e angulosas. A coesão efectiva máxima ( $c'_{max}$ ), calculada na amostra *A-EB*, pode estar associada ao efeito da dilatância, mascarada na coesão, ou ser a realidade das ligações desenvolvidas entre finos. Esta desaparece na amostra contaminada (*G-EB*), o que pode estar de acordo com este comportamento puramente friccional, como consequência da transformação da fábrica, por colapso dos feldspatos porfiróides em partículas menores e rígidas. A Figura 8 indica os valores dos parâmetros mecânicos ( $\phi'_{max}$ ,  $c'_{max}$ ), calculados para o critério de rotura  $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$  das amostras remoldadas (*A-nc*), com estrutura preservada naturais (*A-EB*) e contaminadas (*G-EB*).

Na realização dos ensaios triaxiais verificou-se que para tensões de consolidação baixas, os materiais estruturados naturais e contaminados apresentam cedências no corte, coincidindo a última (*C3*) com a rotura generalizada do material. A definição das superfícies de cedência grosseira, *Cg1* e *Cg2*, é feita a partir da análise dos pontos de descontinuidade do módulo de deformabilidade tangente ( $E_{tan}$ ) a  $0,1\%$  e  $2\%$  de extensão axial ( $\epsilon_a$ ) (Figura 9), tal como foi encontrado em areias cimentadas por Coop e Willson (2003).



**Fig. 8** – Parâmetros mecânicos para o critério de rotura  $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$  obtidos em ensaios triaxiais clássicos, para os diversos solos: a) ângulo de atrito efectivo máximo; b) coesão efectiva máxima.

Os valores de tensão que se projectam no espaço  $q:p'$  correspondem às extensões axiais onde se definem as discontinuidades observadas no módulo de deformabilidade, cedências grosseiras  $Cg1$  e  $Cg2$ , não sofrem alterações significativas, pelo facto dessas deformações serem obtidas por *LVDT* externo. O facto é que o nível de tensões definidoras de cedência com medição de deformações internas (mais precisas) e externas, são sensivelmente as mesmas. As deformações impostas é que são sobrestimadas, assim mostra Viana da Fonseca (1996).



**Fig. 9** – Variação do módulo de deformabilidade tangente com a extensão axial para as amostras *G-EB*.

Conhecidas as extensões axiais correspondentes aos pontos  $Cg1$ ,  $Cg2$  e  $C3$  para os vários ensaios, a diferentes graus de tensão de consolidação efectiva, poder-se-ão definir então as zonas de cedência grosseira no espaço  $q:p'$ , conforme mostra a Figura 10 a). As superfícies de cedência

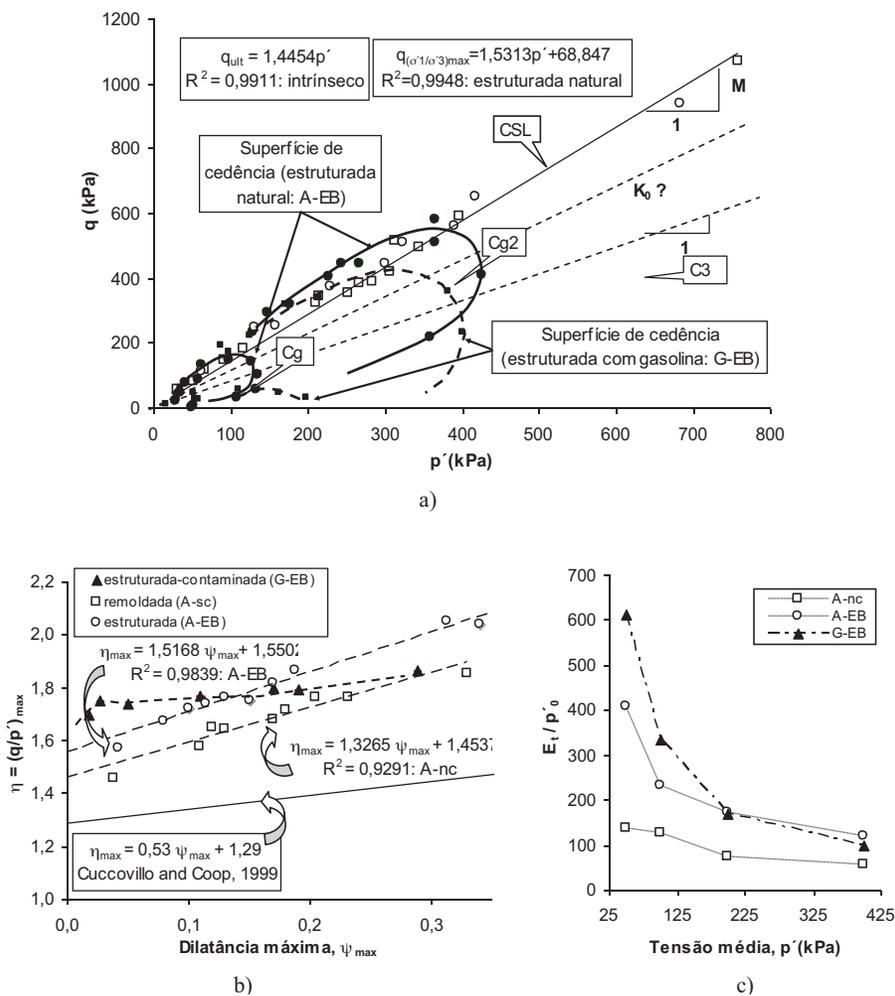
da amostra estruturada têm a forma de elipsóide e estão centradas no eixo de anisotropia, provavelmente a linha  $K_0$  ( $K_0 = \sigma'_{h0}/\sigma'_{v0}$ ). Quando a amostra está contaminada com gasolina, o eixo  $\alpha$  (inclinação do eixo da elipse) roda no sentido isotrópico (Figura 10 a), o que está de acordo com eventuais ligações, a estabelecerem-se, elas serão espacialmente mais isotrópicas. Estará porventura ainda associada a uma alteração induzida e ligada ao aumento da fragilidade dos minerais de feldspato porfiróide, tornando o material mais isotrópico (Andrade Pais, 2007). Numa primeira fase, as ligações remanescentes e principalmente a estrutura controlam parcialmente o comportamento do solo até à rotura. A superfície de cedência  $Cg1$  coincide com a superfície  $Cg2$  e  $C3$  para baixas tensões efectivas de consolidação.

Os valores relativos à máxima dilatação ( $\psi_{max}$ ) foram determinados para todos os grupos de amostras, pontos em que as componentes elásticas são desprezáveis, pois as deformações atingidas são relativamente elevadas. A Figura 10 b) apresenta a projecção dos coeficientes de tensão máximos ( $\eta_{max} = q_{max}/p'$ ) em função de  $\psi_{max}$  para as amostras desestruturadas e remoldadas ( $A-sc$ ), as amostras estruturadas naturais ( $A-EB$ ) e contaminadas ( $G-EB$ ). Cuccovillo e Coop (1999) propõem para o solo residual (arenito cimentado) a relação tensão-dilatação através da função [ $\eta_{max} = 0,53 \psi_{max} + 1,29$  [ $\eta_{max}$  para solos desestruturadas = 0,3].

Os ensaios drenados, nos diferentes grupos de amostras, resultam em relações únicas entre a taxa de dilatação máxima e os coeficientes de tensão. Estas relações únicas indicam que o comportamento ao corte é puramente friccional e o aumento da resistência de pico está associado ao aumento da dilatação ( $\psi$ ). Quando a dilatação é zero ( $\psi = 0$ ), o comportamento mecânico do solo poderá ser entendido como estando no estado crítico. A intercepção das relações tensão-dilatação com o eixo  $\eta_{max}$  representará o gradiente  $M$  da  $CSL$  e corresponderá ao ângulo de atrito último da amostra avaliada ( $\phi'_{csl} = 36^\circ$  para  $A-sc$ ;  $\phi'_{csl} = 38^\circ$  para  $A-EB$ ). Estes valores são elevados e não usuais para areias predominantemente quartzosas, mas estes valores não são constantes para elevados níveis de tensão e podem estar associados à presença elevada de outros minerais e à gradual desestruturação da fábrica e “bonding”. Se o pico de resistência é friccional e a cedência grosseira  $Cg1$  representa a maior degradação da estrutura, o solo experimenta a maior desestruturação entre  $Cg1$  e a resistência máxima (Coop e Willson, 2003). Esta manifestação é consequência do grau de empacotamento (partículas maiores *cimentadas* por outras menores) e imbricamento, originando o elevado potencial de dilatação durante o corte.

Os valores relativos ao solo estruturado integram bem a relação tensão-dilatação encontrada para o solo remoldado, o que já não é verdade para o solo estruturado quando contaminado, pelo efeito do aumento da rigidez do feldspato e da aglutinação dos minerais argilosos. Os minerais de feldspato, bem desenvolvidos na matriz e com diferentes graus de alteração, tornam-se frágeis quando a matriz é contaminada por gasolina, com eventual colapso da estrutura destes. Os materiais estruturados apresentam um maior contributo do efeito da dilatação na resistência, que se vai perdendo com o aumento da razão das tensões nas amostras poluídas, manifestando-se a dilatação máxima somente perto da tensão de cedência estrutural.

A Figura 10 c), mostra os ritmos de variação da rigidez ao eliminar-se o efeito do estado de tensão com a variação de  $E_{tan}/p'_0$  em função da tensão média de confinamento ( $p'_0$ ), embora subsista o efeito do índice de vazios inicial ( $e_0$ ). A amostra estruturada contaminada com gasolina ( $G-EB$ ) mostra a fragilidade da estrutura criada.



**Fig. 10** – Avaliação conjunta do solo remoldado (*A-sc*), estruturado natural (*A-EB*) e poluído com gasolina (*G-EB*): a) superfícies de cedência e a linha de comportamento intrínseco; b) relação tensão-dilatância; c) variação do módulo de deformabilidade inicial normalizado função da tensão média de confinamento.

## 5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Considerando as contingências da aplicação do sistema de classificação unificado no solo residual granítico, este é classificado como uma areia siltosa bem graduada eventualmente com cascalho (*SW* com *G*), tal como o solo quando contaminado com gasolina.

Os índices químicos, usados na avaliação do grau de alteração em solos residuais graníticos, quando aplicados nestes solos contaminados podem representar alterações na natureza dos solos. Nos solos naturais o índice de lixiviação ( $\beta$ ), está de acordo com o intervalo proposto para um solo alterado, ou seja  $\beta$  é 0,645, mas quando contaminado temos o incremento do parâmetro  $\beta$  (0,762), o que não é concordante com o significado clássico, mas provavelmente a indicar a alteração no tipo de solo e no comportamento mecânico expectável.

A linha de estado crítico (*CSL*), quando definida pelas amostras de menor compactidade, no espaço  $v:lnp'$  é paralela à respectiva linha de consolidação isotrópica em primeira carga (*ICL*). No

caso de ser definida pela amostra de maior compacidade, esta é de pior definição e é sub-paralela a *ICL*, convergindo quando  $p'_0$  cresce, criando condições para a quebra de partículas (feldspatos). A linha  $q = Mp'$  corresponde a  $\phi'_{CSL} = 35^\circ$ , o que está de acordo com o intervalo admitido para estes solos graníticos decompostos, é de mais fácil definição e mais fidedigna que a linha  $v = \Gamma - \lambda \ln p'$ . As mesmas amostras contaminadas definem, para baixas tensões médias, as linhas de comportamento intrínseco noutras zonas, mas potencialmente convergentes.

Procedendo à normalização das tensões com a tensão equivalente, foi possível identificar a superfície de *Hvorslev* e a superfície de *Roscoe* intrínseca e quando comparadas com as definidas para o solo contaminado, estas divergem. Na generalidade as amostras apresentam fraca componente à tracção, associado a  $c' = 0$  kPa e  $\psi > 0^\circ$ .

O aparecimento do efeito da coesão nestes materiais, deve-se fundamentalmente ao modelo usado (Mohr-Coulomb), ou seja, pela linearização da envolvente de rotura definida e pelo critério usado  $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ . A fábrica e estruturação destes solos deverão ser as principais responsáveis pelo aumento da dilatância que se traduz no incremento da tensão de corte para os diferentes ensaios de corte.

As superfícies de cedência grosseira, *Cg1* e *Cg2*, neste material natural têm forma elíptica, estão centradas numa linha imaginária provavelmente próxima da linha  $K_0$ , de comportamento anisotrópico (heterogeneidade remanescente da rocha mãe) e representam as tensões definidoras de cedência.

Quando contaminadas, a inclinação do eixo da elipse de cedência ( $\alpha$ ) decresce, indiciando uma alteração induzida, tornando o material mais isotrópico e que estará ligado ao aumento da fragilidade dos cristais de feldspato porfiróide e à eventual ligação entre finos que se faz de uma forma espacialmente mais homogénea.

O incremento na tensão efectiva de confinamento ( $p'_0$ ) e a alteração da fábrica por contaminação produz uma mudança na região elástico-plástica, sendo ainda observada na região plástica, por alteração da rigidez e da tensão das ligações inter-partículas. Ainda a avaliação conjunta de  $(q/p')_{max}$  em função de  $\psi_{max}$  e  $E/p'_0$  em função de  $p'_0$ , permitem estabelecer na amostra estruturada poluída com gasolina, que o comportamento de resistência máxima é puramente friccional, por fragilidade e o colapso da estrutura.

## 6 – AGRADECIMENTOS

Agradece-se ao DECA-UBI e ao Centro de Investigação GeoBioTec (Universidade de Aveiro).

## 7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Andrade Pais, L.J. (2002). *Análise de componentes principais do quadro multidimensional das propriedades índice do granito da Covilhã*. 8º Congresso Nacional de Geotecnia, (eds) Sociedade Portuguesa de Geotecnia e Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, pp. 313-320.
- Andrade Pais, L.J. (2007). *Comportamento mecânico do solo residual granítico da Covilhã com efeito de contaminantes*. Dissertação apresentada à Universidade da Beira Interior para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, Covilhã, 458p.
- Andrade Pais, L.J.; Ferreira Gomes, L.M. (2006). *Mechanical behaviour of granitic residual soil-the effect of chemical contaminants*. The 10<sup>th</sup> IAEG Congress – Engineering Geology for Tomorrow's Cities, Paper N°378, United Kingdom, 7p.
- ASTM D2487-85 (1985). *Classification of soils for engineering purposes*. Annual Book of ASTM Standards 1989, Volume 04, Philadelphia, pp. 288-297.

- Atkinson, J. H.; Bransby, P.L. (1978). *The mechanics of soils. An introduction to critical state soil mechanics*. McGraw-Hill. London, 375p.
- Been, K.; Jefferies, M.G.; Hachey, J. (1991). *The critical state of sands*. Géotechnique, Vol. 41, N°3, pp. 365-381.
- Coop, M.R.; Willson, S.M. (2003). *Behavior of hydrocarbon reservoir sands and sandstones*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, V. 129, N° 11, pp. 1010-1019.
- Cuccovillo, T.; Coop, M.R. (1999). *On the mechanics of structured sands*. Géotechnique 49, N°6, pp. 741-760.
- Cui, Y.J.; Delate, P.; Alzoghbi, P. (2003). *Retention and transport of a hydrocarbon in a silt*. Géotechnique 53, N° 1, pp. 83-91.
- Irfan, T.Y. (1996). *Mineralogy, fabric properties and classification of weathered granite in Cornwall, England*. Quarterly Journal of Engineering Geology, Vol. 11, pp. 233-244.
- Moura, C. (2001). *Mobilidade de contaminantes orgânicos voláteis em solos não saturados*. Seminário de Geotecnia Ambiental – Contaminação de Solos e de Águas Subterrâneas. (eds) SPG e FEUP, Porto, pp. 87-113.
- Rama, R.R.; Narisanga, R.B.N.D. (2000). *Effect of pulp mill waste on compressibility of bentonite and kaolinite*. 8<sup>th</sup> International IAEG Congress, (eds) Balkema, Rotterdam, pp. 4315-4321.
- Rocha Filho, P.; Antunes, F.S.; Falcão, M.F.G. (1985). *Qualitative influence of the weathering degree upon the mechanical properties of an young gneiss residual soil*. 1<sup>st</sup> Int. Conf. on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Vol.1, Brasilia, Brasil, pp. 281-294.
- Rodrigues, C.M.R. (2003). *Caracterização geotécnica e estudo do comportamento geomecânico de um saprólito granítico da Guarda*. Dissertação apresentada à Universidade de Coimbra para obtenção do grau de Doutor em Ciências de Engenharia – Especialidade de Fundações e Geotecnia, Coimbra, 650p.
- Schnaid, F. (2005). *Geo-characterisation and properties of natural soils by in situ tests*. Proc. of 16<sup>th</sup> Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering “Geotechnology in Harmony with the Global Environment”, V. (eds) Millpress, Rotterdam, Netherlands, pp. 3-45.
- Sharma, H.D.; Lewis, S.P. (1994). *Waste containment systems, waste stabilization and landfills: design and evaluation*. 1<sup>st</sup> Edition, John Wiley & Sons, Inc.
- Sueoka, T.; Lee, I.K.; Muramatsu, M.; Imamura, S. (1985). *Geomechanical properties and engineering classification for decomposed granite soils in Kaduna district, Nigeria*. Proc. 1<sup>st</sup> International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Brasilia, Vol. 1, pp.175-186.
- Vargas, M. (1992). *Identification and classification of tropical soils*. Proceedings of US/Brazil Geotechnical Workshop on Applicability of Classical Soil Mechanics to Structured Soils, (eds.) Lima, Nieto, Viotti e Bueno, Univ. Federal Viçosa, Belo Horizonte, Brasil, pp. 231-263.
- Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para dimensionamento de fundações directas*. Dissertação para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, FEUP, Porto, 773p.
- Wesley, L.D.; Irfan, T.Y. (1997). *Mechanical of residual soils – Chapter 2: Classification of residual soils*. (eds.) Balkema/Rotterdam/Brookfield.

# INFLUÊNCIA DO MATERIAL PLÁSTICO MOLE NOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DOS RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS PRÉ-TRATADOS

The influence of soft plastic material in the shear strength parameters of pre-treated municipal solid waste

Andre Vinicius de Azevedo Borgatto\*

Cláudio Fernando Mahler\*

Kai Münnich\*\*

**RESUMO** – A estabilidade de aterros sanitários de RSU pré-tratados ou não é um tópico relevante tendo em vista os diversos escorregamentos e acidentes observados em todo o mundo. Para uma apropriada análise de estabilidade, os parâmetros de resistência dos resíduos sólidos urbanos (RSU) devem ser bem definidos a fim de representar seu verdadeiro comportamento mecânico. A resistência mecânica dos RSU é determinada por duas componentes distintas: atrito (partículas granulares) e coesão aparente das fibras. Em relação à coesão aparente das fibras, esta é originada por um grande grupo de substâncias (materiais fibrosos) como papel/papelão, plástico mole, plástico duro e madeira. A concentração volumétrica do material plástico mole na composição de RSU é elevada e tem crescido significativamente nos últimos anos. Sua influência nos parâmetros de resistência é relevante. No presente trabalho, busca-se avançar na compreensão da influência do plástico mole nos parâmetros de resistência de resíduos sólidos urbanos, considerando resíduos sólidos urbanos pré-tratados, ou seja, que sofreram algum processo de degradação anterior à disposição final, procedimento esse já obrigatório em países como a Alemanha e a Áustria.

**SYNOPSIS** – Nowadays the stability of MSW landfills with or without pre-treated waste has become one of the most challenging topics in geotechnical engineering. For an appropriate analysis of stability, the shear strength parameters of MSW should be well-defined in order to give a more realistic assessment of its mechanical behaviour. The mechanical strength of municipal solid waste is determined by two different components: friction (between granular particles) and apparent fibrous cohesion. Concerning apparent fibrous cohesion, it consists typically of a large group of substances (fibres and foil matter): paper/cardboard, soft plastic, hard plastic and wood. The high volumetric concentration of the soft plastic material in the MSW composition has increased considerably in recent years and its influence on the shear strength parameters is considerable. This study intends to give a better understanding of the influence of the soft plastic matter on the urban solid waste shear strength parameters, considering pre-treated municipal solid waste. In other words, it underwent some degradation process prior to final disposal, which is an already mandatory procedure in countries such as Germany and Austria.

**PALAVRAS CHAVE** – Plástico mole, resistência, resíduos sólidos urbanos pré-tratados, aterros sanitários.

## 1 – INTRODUÇÃO

Atualmente, a estabilidade de aterros sanitários de RSU tornou-se um dos mais importantes tópicos de estudo da área de geotecnia ambiental. Paralelo a isso, para uma apropriada análise de

---

\* COPPE/UF RJ (Programa de Engenharia Civil), Brasil, E-mail: cfmahler@acd.ufrj.br

\*\* LWI/TU-Braunschweig, Braunschweig, Alemanha

estabilidade, os parâmetros de resistência dos RSU devem ser bem definidos a fim de representar seu verdadeiro comportamento mecânico. Análises de estabilidade de aterros de RSU usando métodos da mecânica dos solos podem incorrer em resultados equivocados devido à diferença entre as propriedades mecânicas dos solos e RSU (Kölsch, 1993).

Como é de conhecimento, a resistência mecânica dos RSU é determinada por duas componentes distintas: atrito (partículas granulares) e coesão aparente das fibras. Em relação à coesão aparente das fibras, esta é originada de um grande grupo de substâncias (materiais fibrosos) como papel/papelão, plástico mole, plástico duro e madeira (Bauer *et al.*, 2007). Porém, cada um destes materiais possui diferentes propriedades físicas e mecânicas. Em outras palavras, cada um dos tipos de substância afeta o reforço em diferentes maneiras.

Por causa da alta concentração volumétrica do material plástico mole na composição mundial de RSU e conseqüente, sua influência nas propriedades mecânicas (parâmetros de resistência), este material foi escolhido como objeto de estudo deste trabalho. Plástico mole é uma película plástica normalmente usada como sacolas de supermercados, sacos de lixo, embalagens de leite, proteção de alimentos na geladeira ou microondas. O material constitui 42,5% das embalagens plásticas em geral nos Estados Unidos. No Brasil, por exemplo, o percentual em peso de plástico mole na composição dos RSU pode atingir valores maiores que 30%.

Desta forma, o principal objetivo deste trabalho é a investigação da influência do material plástico mole nos parâmetros de resistência dos RSU (ângulo de atrito e coesão aparente) através de ensaios de cisalhamento direto.

Importante esclarecer que o trabalho aqui desenvolvido buscava atender critérios de aterros sanitários atualmente oficiais na Alemanha e na Áustria que são bem mais rígidos do que os critérios vigentes em outros países, em especial do mundo em desenvolvimento e subdesenvolvido. Assim, os resíduos precisam antes de serem depositados no aterro sofrer um processo de degradação que pode ser por via térmica, aeróbia ou anaeróbia, com inclusão ou não de processos mecânicos (trituração) na parte inicial. O processo mecânico biológico contém essa trituração na parte inicial, podendo depois sofrer um processo aeróbio ou anaeróbio na assim chamada etapa biológica do processo. Poderíamos definir este como o aterro sanitário verdadeiro e o outro como o falso, o que certamente provocará muita confusão. De qualquer forma, é importante que se esclareça que o estudo foi feito para o assim aqui chamado de aterro sanitário verdadeiro, onde os resíduos não sofrem mais degradação significativa depois de dispostos.

## **2 – MATERIAIS E MÉTODOS**

### **2.1 – Resíduo sólido urbano (RSU)**

As amostras do RSU utilizadas nesta pesquisa foram obtidas no aterro sanitário de Blankenhagen, localizado no distrito de Northeim, Alemanha. Trata-se de um resíduo pré-tratado mecânica e biologicamente (MBT) com tamanho máximo de partícula de 60 mm devido ao tratamento mecânico.

As amostras foram retiradas de uma leira no final do período de estabilização biológica (leiras estáticas aeradas). Aproximadamente 300 kg do resíduo foram coletados, armazenados em contêineres plásticos e levados para o laboratório do Departamento de Gerenciamento de Resíduos Sólidos, da Universidade Técnica de Braunschweig, Alemanha.

### **2.2 – Ensaios de caracterização do RSU**

Os ensaios de caracterização do RSU foram realizados seguindo as recomendações técnicas alemãs apresentadas no documento “Geotecnia de Aterros e Áreas Contaminadas” editado pela

Sociedade Alemã para Geotecnia (DGGT, 1997; GDA, 1997; Jessberger, 1994). Esta recomendação possibilita a definição das propriedades dos RSU que são relevantes para o estudo da resistência deste material. Desta forma a caracterização do RSU é feita conforme os tópicos listados a seguir.

### 2.3 – Distribuição dos grupos de substâncias

A distribuição dos grupos de substâncias consiste na separação das amostras de RSU conforme definido na recomendação técnica alemã GDA E 1-7 (GDA, 1997). Estes são escolhidos de tal maneira que cada grupo de substâncias apresente características de materiais similares com referência ao comportamento mecânico e estabilidade bioquímica.

Em acordo com o procedimento apresentado por Borgatto *et al.* (2007), foram estabelecidos 10 grupos de substâncias: peças grandes - substâncias de grande porte compostas por diversos componentes como móveis, colchões, etc.; papel/papelão - substâncias residuais compostas basicamente de papel ou fibras semelhantes ao papel, como papelão, embalagens de papel, impressos, tapetes, fraldas, etc.; plásticos macios - despejos que se componham basicamente de substâncias sintéticas macias ou cujas características sejam dominadas por tais substâncias, como embalagens plásticas macias, lâminas, têxteis, borracha macia, couro macio, etc.; plásticos duros - despejos que se componham basicamente de substâncias sintéticas duras, como embalagens plásticas rígidas, copos de iogurte, garrafa PET, plásticos rígidos, couro duro, borracha rígida, etc.; metais - ferrosos e não ferrosos; minerais - despejos que se componham basicamente de substâncias minerais ou que apresentem um comportamento mecânico ou biológico similar (inertes) como vidro, cerâmica, solo, etc.; madeira e material orgânico - despejos que sejam de origem natural, orgânica, vegetais e aparas de capim, plantas, folhas secas, etc.

A especificação das frações de um grupo de substância foi realizada em porcentagem de peso em relação à massa total úmida.

### 2.4 – Classificação morfológica

A classificação morfológica dos RSU foi realizada baseada na recomendação técnica alemã GDA E 1-7 (GDA, 1997) tendo como intuito classificar os resíduos quanto à sua forma e medida no tocante às características relevantes para a mecânica dos resíduos. Cada grupo de substâncias foi submetido a esta descrição geométrica considerando-se as dimensões abaixo estabelecidas:

- DIM 0: Grão (nenhum comprimento);
- DIM 1: Fibra (um lado significativo comparado aos outros lados);
- DIM 2: Folha (dois lados significativos comparados ao terceiro lado);
- DIM 3: Volume (três lados significativos).

A classificação morfológica foi realizada através da separação manual do resíduo. A fração de uma determinada dimensão foi feita com base no seu peso total em termos de substância seca.

### 2.5 – Ensaio de compactação

Os ensaios de compactação foram executados baseados na norma técnica alemã DIN 18127 (1997). Para os ensaios em amostras de RSU foi utilizado um cilindro de compactação de grande porte ( $\varnothing = 250$  mm) apropriado para ensaios com amostra de RSU.

Aproximadamente foram utilizados 12 kg de amostra de RSU (peso úmido) sendo os corpos de prova utilizados uma única vez a fim de evitar uma superestimação do peso específico do material. Para cada ensaio foram realizadas, pelo menos, cinco determinações de pontos na curva

de compactação em diferentes teores de umidade. Desta forma, o peso específico seco das amostras, como preconizado na norma técnica, foi determinado em termos de base úmida do material.

Foram realizados ensaios de compactação com amostras de RSU em sua composição original e também com amostras onde o grupo de substância plástico mole foi totalmente retirado.

## 2.6 – Ensaio de cisalhamento direto

Para o estudo da resistência ao cisalhamento do resíduo em análise nesta pesquisa foram realizados ensaios de cisalhamento direto. Para isso utilizou-se um equipamento de média escala desenvolvido no departamento de Gerenciamento de Resíduos Sólidos, da Universidade Técnica de Braunschweig, Alemanha, para realização de testes em resíduos com dimensão de partícula máxima de 60 mm.

O equipamento de cisalhamento direto possui as dimensões  $300 \times 300 \times 150$  mm (comprimento  $\times$  largura  $\times$  altura total). É composto por duas caixas metálicas sobrepostas: caixa inferior com altura de 60 mm e a superior com altura de 90 mm. A força vertical é aplicada através de um cilindro hidráulico localizado acima da caixa metálica (receptáculo da amostra) com capacidade máxima de aplicação de tensão de  $1000 \text{ kN/m}^2$ . A força cisalhante é medida através de uma célula de carga com capacidade máxima de 500 kN. Os deslocamentos, tanto horizontais quanto verticais, são medidos e armazenados através de um conjunto de extensômetros automáticos acoplados a um sistema de aquisição automática de dados, *Datenlogger*. A Figura 1 apresenta o equipamento de cisalhamento direto de média escala.

Para cada ensaio foram necessários aproximadamente 14 kg de resíduo (peso úmido) com utilização de uma única vez. As amostras foram colocadas dentro do receptáculo (caixa de cisalhamento) e compactadas com a ajuda de um martelo de compactação tipo Proctor (15 kg) em três camadas até atingirem a altura final desejada. Antes de serem executados os ensaios de cisalhamento direto as amostras de RSU foram deixadas por um período de 48 horas em fase de adensamento sendo os recalques medidos pelos extensômetros. Após o término do adensamento as amostras foram ensaiadas a velocidade de cisalhamento constante de  $0,05 \text{ mm/min}$ . A fim de se investigar a influência do material plástico mole na resistência ao cisalhamento dos RSU foram conduzidos ensaios com amostras do RSU nas seguintes configurações:

- Amostra do RSU com composição original e compactado no peso específico seco máximo determinado pelo ensaio de compactação: Amostra A;
- Amostra do RSU com composição alterada (sem o grupo de substância plástico mole) e compactado no peso específico seco máximo determinado pelo ensaio de compactação: Amostra B;

O Quadro 1 apresenta um resumo dos ensaios realizados.

**Quadro 1** – Ensaio de cisalhamento direto.

Amostra	Tensão Normal ( $\text{kN/m}^2$ )	Quantidade de Ensaio
A	25 / 50 / 100 / 200 / 300	5
B	25 / 50 / 100 / 200 / 300	5



Fig. 1 – Equipamento de cisalhamento direto.

### 3 – RESULTADOS

#### 3.1 – Ensaio de caracterização do RSU

##### 3.1.1 – Distribuição dos grupos de substâncias

A distribuição segundo os grupos de substâncias dos RSU foi realizada a partir dos procedimentos especificados no item 2.3. A Figura 2 apresenta os resultados obtidos com a distribuição dos grupos de substâncias das amostras de RSU em estudo.

Os resultados encontrados são típicos de um resíduo pré-tratado mecânica e biologicamente com predominância de material com tamanho de partícula inferior a 40 mm, representando 83% em peso da amostra. Em seguida, com 6% temos o grupo de substância plástico mole, representando aqui o material de reforço.

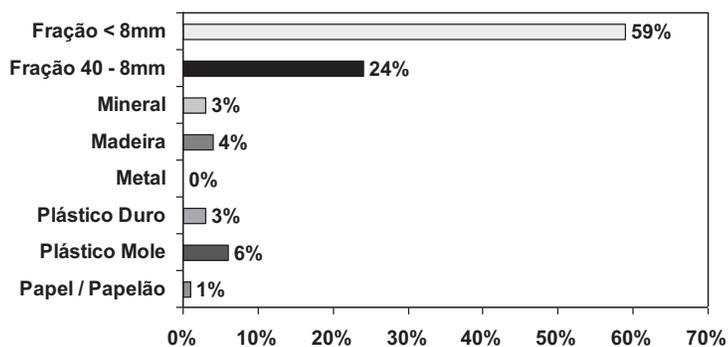


Fig. 2 – Distribuição dos grupos de substâncias – RSU após pré-tratamento mecânico biológico.

##### 3.1.2 – Classificação morfológica

A classificação morfológica dos RSU em estudo está apresentada na Figura 3. A parcela considerada como material de reforço, dimensões DIM 1 e DIM 2 totaliza 14% em peso em termos de substância seca.

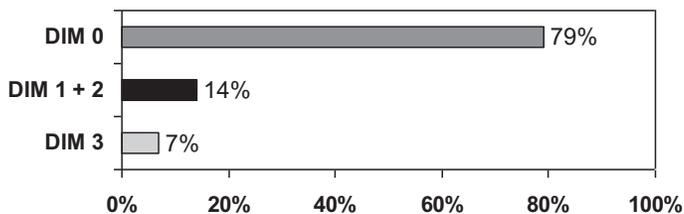


Fig. 3 – Classificação morfológica – RSU após pré-tratamento mecânico biológico.

### 3.2 – Ensaio de compactação

O peso específico máximo, úmido e seco, está apresentado no Quadro 2. A Figura 4 apresenta a curva de compactação das amostras de RSU pré-tratados em sua composição original e também, em sua composição alterada (sem o grupo de substância plástica mole).

Quadro 2 – Resultados do ensaio de compactação.

Amostra	Teor de Umidade (%)	P. Específico Seco (kN/m <sup>3</sup> )	P. Específico Úmido (kN/m <sup>3</sup> )
A	34,00	9,20	14,10
B	33,00	9,90	14,80

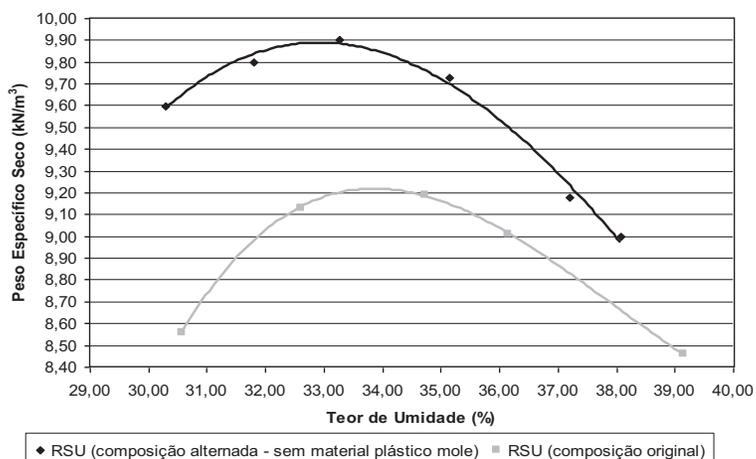


Fig. 4 – Curva de compactação das amostras A e B..

### 3.3 – Ensaio de cisalhamento direto

Os resultados obtidos no estudo da resistência ao cisalhamento em ensaios de cisalhamento direto de média escala (30 × 30 cm) em termos da curva de tensão cisalhante vs. deslocamento horizontal, para as amostras A e B, estão apresentados na Figura 5. Observa-se que a mobilização da tensão cisalhante com o aumento do deslocamento horizontal atinge valores maiores na amostra A (composição original) quando comparada a amostra B (composição alterada – sem o grupo de substância plástica mole), para todos os níveis de tensão vertical. Este comportamento evidencia a

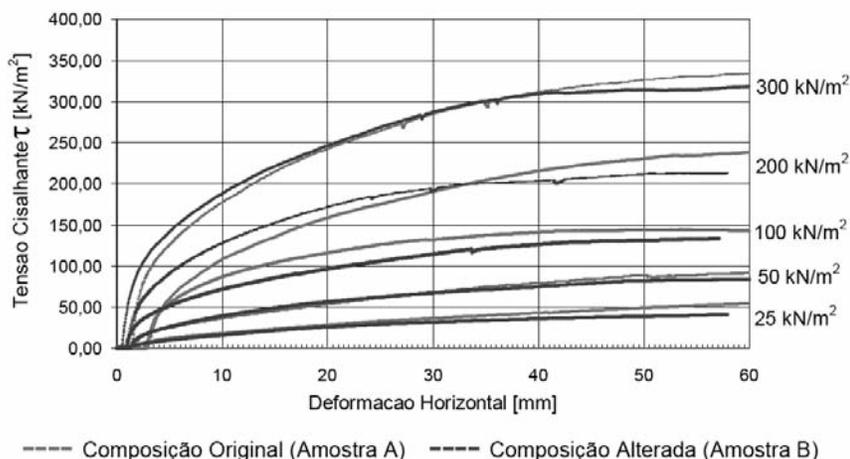


Fig. 5 – Curva tensão cisalhante *versus* deformação horizontal para as amostras A e B.

influência do grupo plástico mole na resistência dos RSU, principalmente na região de maior deformação horizontal, onde a componente de reforço é mobilizada.

Assumindo o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, a Figura 6 apresenta a mobilização dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, coesão aparente e ângulo interno de atrito, com a deformação horizontal, em ensaios de cisalhamento direto. Os resultados mostram que o grupo de substância plástico mole tem maior influência no parâmetro coesão aparente. Em especial, com o crescimento do deslocamento horizontal, em todos os casos, o material A, com substância de plástico mole, apresentou maiores valores de tensão cisalhante, o que levará a maiores parâmetros de resistência. Interessante, ainda, observar que em todos os casos o comportamento observado pode ser associado a um *strain hardening* uma vez que gradativamente conforme pode ser visto na Figura 6, há uma crescente sollicitação em termos de coesão aparente e ângulo de atrito.

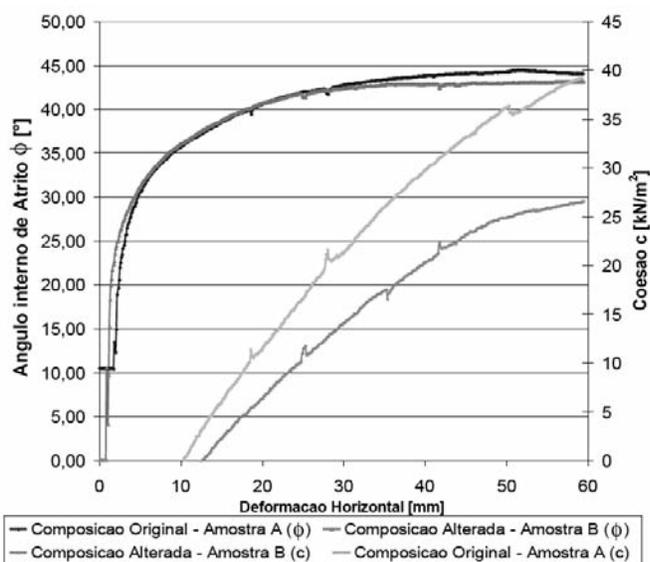


Fig. 6 – Mobilização dos parâmetros de resistência ao cisalhamento nas amostras A e B.

A Figura 7 apresenta as envoltórias de resistência segundo o critério de ruptura de Mohr-Coulomb para as amostras A e B. Como já apresentado anteriormente, a retirada do grupo de substância plástica mole causou uma redução dos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

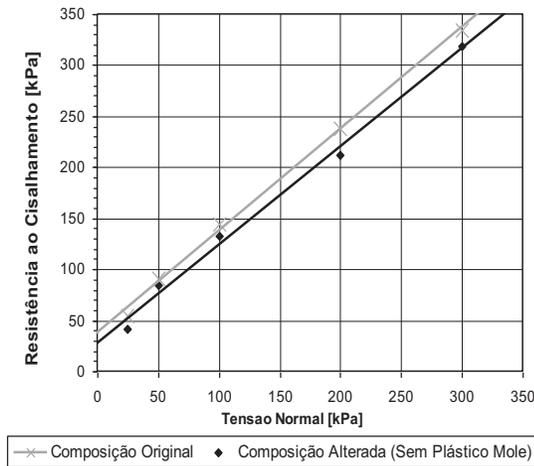


Fig. 7 – Envoltórias de resistência para as amostras A e B.

#### 4 – CONCLUSÕES

De acordo com os resultados apresentados o grupo de substância plástica mole (embalagens plásticas macias, lâminas, têxteis, borracha macia, couro macio, etc.) representando 6% do peso total das amostras aqui estudadas, influencia a mobilização dos parâmetros de resistência dos RSU em ensaios de cisalhamento direto, mais evidenciado no parâmetro coesão aparente para altos níveis de deformação. O parâmetro coesão aparente apresentou uma redução de aproximadamente 17% entre a amostra com composição original (Amostra A) e a amostra com composição alterada – sem o grupo de substância plástica mole (Amostra B). Já o parâmetro ângulo interno de atrito apresentou uma redução menos significativa, na ordem de 2%. Estes resultados vêm enfatizar que a resistência mecânica dos RSU é determinada por duas componentes, atrito (partículas granulares) e coesão aparente das fibras. Com a retirada do grupo de substância mais representativo dos materiais fibrosos, o parâmetro coesão aparente sofreu maior influência e redução.

Também, ficou evidenciada, através dos ensaios de compactação, a influência do grupo de substância plástica mole, causando uma redução do peso específico na ordem de 8% entre as amostra A e B. Vale lembrar que o peso específico é um fator de grande influência nos cálculos de estabilidade e na operação de aterros de RSU devido à dificuldade de compactação em campo e a influência deste na estabilidade geral dos aterros.

#### 5 – AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer a CAPES, CNPq, DAAD, FAPERJ e German Research Foundation (DFG) pelo suporte financeiro durante este trabalho. Também ao Leichtweiss Institute da Universidade Técnica de Braunschweig e seu Diretor, Prof. Klaus Fricke, por disponibilizar seu laboratório e os equipamentos para a pesquisa. Agradecemos ainda à Eng.<sup>a</sup> Danielle Brum Nova de Castro pela revisão final.

## 6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bauer, J; Münnich, K.; Fricke, K. (2007). *Influence of Hydraulic Properties on the stability of landfills*. Proceedings of Sardinia 2007, Eleventh International Waste Management and Landfill Symposium S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy.
- Borgatto, A.V.A.; Izzo, R.L.S.; Mahler, C.F. (2007). *Classification of the Municipal Solid Waste from Rio de Janeiro/RJ*. 2<sup>nd</sup> International Workshop "Hydro-Physico-Mechanics of Landfills", Southampton, UK.
- DGGT, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (1997). *Geotechnik der Deponien und Altlasten. GDA-Empfehlungen*, 3 Auflage, Ernst & Sohn, Berlin.
- DIN 18127 (1997). *Untersuchung von Bodenproben – Proctorversuch*. Deutsches Institut für Normung e. V.
- GDA (1997). *E 1-7 Identifizierung von Abfällen und Stoffgruppen*, [www.gdaonline.de/pdf/E1-07.pdf](http://www.gdaonline.de/pdf/E1-07.pdf)
- Jessberger, H.L. (1994). Empfehlungen der Arbeitskreises "Geotechnik der Deponien und Altlasten" der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V., Bautechnik 71, Helf 9, pp. 527-552, Ernst & Sohn, Berlin.
- Kölsch, F. (1993). *The bearing behaviour of domestic waste and related consequences for stability*. Proceedings of Sardinia 93, Fourth International Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy, pp.1393 - 1410.



# CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS A PARTIR DE ESCÂNER A LASER TERRESTRE

## Rock mass classification through terrestrial laser scanning

André Nagalli\*

Alberto Pio Fiori\*\*

**RESUMO** – Através de imagem digital tridimensional de uma mina de calcário, obtida a partir de um equipamento denominado escâner a laser terrestre (ELT), foram conduzidos os trabalhos de classificação do respectivo maciço rochoso. O objeto de estudo é a mina Saivá, situada no município de Rio Branco do Sul, Paraná, Brasil. Foram avaliados, entre outros fatores, os espaçamentos entre juntas, a resistência da rocha intacta e a orientação das descontinuidades em meio digital. Tais resultados permitem calcular Índices de Qualidade de Rocha, por exemplo, segundo os métodos de Priest e Hudson (1976; 1981) e Deere *et al.* (1967), os quais, em conjunto com os demais parâmetros, subsidiaram as classificações do maciço da mina Saivá segundo os métodos de Bieniawski (1974), Barton *et al.* (1974) e Wickham *et al.* (1974). Depreende-se dos resultados obtidos nas classificações que o maciço da mina Saivá apresenta um padrão geomecânico que varia de regular a muito bom e que é possível empregar o escâner na classificação de maciços rochosos.

**SYNOPSIS** – Through three-dimensional digital image of a metacalcareous mine, obtained from a device called a terrestrial laser scanner, was conducted the respective rock mass classification. The object studied is the Saivá mine, located in Rio Branco do Sul, Paraná, Brazil. We evaluated, among other factors, the spacing between joints, the strength of intact rock and the orientation of the discontinuities in digital media. These results allow us to calculate Rock Quality Indexes, for example, using the methods of Priest and Hudson (1976, 1981) and Deere *et al.* (1967), which, together with other parameters, subsidized the rock mass classification of the Saivá mine by the methods of Bieniawski (1974), Barton *et al.* (1974) and Wickham *et al.* (1974). Results of classification show that the rock mass where Saiva mine is has a good geomechanical quality and it is possible to use the scanner in rock mass classification.

**PALAVRAS CHAVE** – Classificação geomecânica, maciços rochosos, Escâner a Laser Terrestre.

## 1 – INTRODUÇÃO

O estudo geotécnico de taludes em rocha possibilita avaliar sua estabilidade, incrementando segurança para lindeiros, e, no âmbito industrial, permite a elaboração de planos de lavra otimizados, no que toca ao aproveitamento dos minérios, economia e segurança dos trabalhos. Uma das ferramentas que auxilia neste processo é a classificação dos maciços rochosos. O emprego do escâner a laser com suas características de rápida aquisição de dados pode facilitar este processo.

Basicamente, a técnica de escanerização a laser consiste na emissão de feixes de luz (pulsos de laser) com comprimento de onda no campo ótico, ou próximo do domínio infravermelho, os quais atingem diretamente o objeto (Dalmolin e Dos Santos, 2004). A distância entre o ponto de emissão do laser (equipamento) e o objeto é calculada através da medida do tempo de retorno do

---

\* Engenheiro Civil. Doutor em Geologia. Professor do Departamento de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR, Brasil. E-mail: nagalli@utfpr.edu.br.

\*\* Geólogo. Livre-docente. Professor do Departamento de Geologia da Universidade Federal do Paraná – UFPR, Brasil. E-mail: fiori@ufpr.br.

sinal emitido, inferindo-se suas distâncias e ângulos. É então estabelecido um sistema de coordenadas cilíndricas tendo-se o equipamento no centro (origem) deste, permitindo assim calcular as respectivas coordenadas X, Y e Z de cada ponto da nuvem de pontos obtida (Armesto *et al.*, 2009).

A obtenção adequada dos dados deve, ainda na fase de planejamento, estar atenta a aspectos como: iluminação, posicionamento e número de estações (locais onde o equipamento será instalado), presença de anteparos e áreas de sombreamento, resolução da malha de pontos e sistema de referência adotado.

Uma vez que o equipamento promove a leitura através da emissão e reflexão de feixes de luz, somente são observados e obtidos dados referentes à superfície do objeto. Assim, a presença de anteparos (árvores, pessoas ou outros) entre o escâner e o objeto impede a obtenção de dados do objeto. Este é considerado, por diversos autores (Sturzenegger e Stead, 2009; Nagalli *et al.*, 2008; Dalmolin e Dos Santos, 2004), como um importante fenômeno a ser observado na realização dos ensaios. De maneira similar, áreas de sombreamento causadas pelo próprio objeto impedem a obtenção de uma malha contínua de pontos, propiciando lacunas nesta. Este efeito pode ser minimizado/solucionado pela utilização de mais de uma estação (posicionamento do equipamento).

A resolução da malha a ser obtida é função das características de cada escâner. Em geral, os equipamentos mais utilizados no mercado para uso externo permitem precisões da ordem de milímetros, em função da distância escâner-objeto. Todavia, quanto maior a resolução da malha, maior o tempo de aquisição destes dados. Assim, escanizações a céu aberto, por questões práticas, geralmente são promovidas com resoluções da ordem de centímetros (2 a 5cm).

Comparativamente a outras técnicas de medição terrestres como a estação total, o ELT apresenta como vantagem a rápida e automática obtenção, com acurácia (Pesci *et al.*, 2007), de grande quantidade de dados enquanto uma estação total, por exemplo, é dependente da habilidade do operador para a obtenção de uma quantidade de pontos que bem possam representar um afloramento, e este processo revela-se sobremaneira mais lento (Armesto *et al.*, 2009). Outro ponto a favor do ELT é o fato de permitir a aquisição de dados nas porções mais elevadas de um afloramento, possibilitando uma caracterização mais acurada, como por exemplo, a inclusão de melhores dados de persistência, orientação e curvatura de descontinuidades, o que possibilita uma base de dados para análise mais confiável (Sturzenegger e Stead, 2009).

Em suma, é uma tecnologia atual e de uso crescente, cujo potencial de aplicação nas diversas áreas da ciência parece bastante amplo. O presente estudo visa contribuir para a questão.

## 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

As aplicações de tecnologias a laser vêm rapidamente se expandindo, com a redução de custos e aumento da acurácia (Yoon *et al.*, 2009). A utilização de equipamentos de escanização de uso terrestre difundiu-se nas últimas duas décadas, tendo sido empregada inicialmente na navegação de robôs móveis no início da década de 90 (Singh e West, 1991, *apud* Abellán *et al.*, 2006).

No âmbito da geologia, o ELT tem seu uso ainda incipiente e sua utilização mostra-se restrita, com aplicações na área de fotogrametria (Mezzomo, 2007; Pesci *et al.*, 2007), no reconhecimento de feições estruturais e estratigráficas pela comparação com outras tecnologias de aerolevantamentos, por exemplo, no estudo da rugosidade de superfície em multiescalas (Fardin *et al.*, 2004; Fardin *et al.*, 2001) e no reconhecimento / diferenciação de litotipos (mármore e argilas) utilizando-se dados de intensidade de um escâner (Franceschi *et al.*, 2009).

No âmbito da geotecnia e da geomorfologia, a principal aplicação do escâner a laser é o monitoramento de escorregamentos de taludes em solo e retro-análise (Dunning *et al.*, 2009; Paronuzzi e Serafini, 2009), a obtenção de modelos digitais de terrenos (Pesci *et al.*, 2007) e, subordinadamente acontecem estudos para o reconhecimento de formas (Armesto *et al.*, 2009) e feições estruturais (Lato *et al.*, 2009) para fins geomecânicos.

Armesto *et al.* (2009) empregaram o ELT para o reconhecimento de contornos de corpos graníticos (matacões) e suas propriedades geométricas e físicas (área de superfície, volume, centro de gravidade, etc.), visando a análise da estabilidade destes blocos a tombamentos e deslizamentos, considerando aspectos mecânicos e ambientais (intemperismo) para o cálculo do coeficiente de segurança do sistema.

Segundo Fiori e Carmignani (2009) e Pantelidis (2009), a primeira classificação geotécnica de maciços rochosos foi elaborada por Terzaghi em 1946 e, com o tempo, outras classificações surgiram em função do avanço da ciência e melhor conhecimento das variáveis dos problemas geotécnicos, até então pouco conhecidas. A classificação de maciços rochosos é um importante instrumento de comparação de litotipos e estruturas, visando a análise de sua estabilidade. Assim, um bom método de classificação estrutural / geotécnica deve incluir em sua análise as variáveis mais significativas ao processo de instabilização destes maciços. Pantelidis (2009) apresenta uma boa revisão acerca dos sistemas de classificação de maciços rochosos, aplicados a túneis, áreas de mineração, cortes e escorregamentos naturais.

Classificar e definir as propriedades geotécnicas de maciços rochosos envolve combinar parâmetros de diferentes modos, desde considerações empíricas à medição de parâmetros geotécnicos. Sobrepõem-se a estes aspectos, a geologia estrutural e o histórico de solicitações e deformações do maciço, sendo específica a cada local (Smith, 2004).

Apresentam-se como sistemas de classificação mais representativos os trabalhos de Terzaghi (1946), Wickham *et al.* (1972), Barton *et al.* (1974), Barton (1976), Bieniawski (1974; 1976; 1989; 1993), Romana (1985), Hoek *et al.* (1998), Marinos e Hoek (2000; 2001) e, mais recentemente, os trabalhos de Singh (2004) e Marinos *et al.* (2005). De uma maneira geral, os sistemas de classificação utilizam parâmetros quantitativos que, ponderados, permitem o enquadramento do maciço segundo categorias. Classificações mais modernas têm empregado parâmetros como índice de qualidade de rocha (IQR), ensaios de compressão axial e/ou testes de carga pontual (*point load test*) (Fiori e Carmignani, 2009).

Pantelidis (2009), ao analisar os diferentes tipos de sistemas de classificação, conclui que estes possuem como características comuns o emprego de parâmetros objetivos acerca das características geométricas e mecânicas dos maciços e todos os sistemas consideraram importante para o cálculo da estabilidade a migração subterrânea de fluidos no interior do maciço. Todavia, o autor constata que todos os sistemas ignoram a influência da água que escoia superficialmente, podendo vir a migrar pelas descontinuidades para o interior do sistema e proporcionar os mesmos efeitos adversos. Revela-se então importante situar espacialmente o maciço, correlacionando os aspectos pluviométricos e intempéricos com características de fluxo superficial da água.

Em geral, boa parte dos sistemas de classificação de maciços rochosos utiliza o Índice de Qualidade da Rocha (IQR) como um dos parâmetros de enquadramento. O conceito de IQR foi introduzido por Deere (1963), sob o nome *Rock Quality Designation* (RQD), e desenvolvido (Deere *et al.*, 1967) durante seus trabalhos de sondagens em rocha, avaliando-se a recuperação de testemunhos. O valor do IQR corresponde à porcentagem obtida pela divisão da soma de todos os comprimentos de pedaços de testemunho de sondagem iguais ou maiores do que 10 cm, pelo comprimento total do furo (Fiori e Carmignani, 2009). Sua definição original estabelece o valor do IQR como:

$$IQR = 100 \sum_{i=1}^{i=n} \frac{x_i}{L} \quad (1)$$

IQR – Índice de qualidade de rocha;

$x_i$  – comprimento do  $i$ -ésimo pedaço intacto do testemunho de sondagem maior que 10cm;

$L$  – comprimento do furo de sondagem.

Na equação 1, altos percentuais correspondem a rochas de boa qualidade enquanto baixos percentuais correspondem a rochas de má qualidade. A esta abordagem inicial do IQR surgiram algumas propostas de modificação, das quais cita-se como importante a proposição de Priest e Hudson (1976; 1981), tendo-se nominado este novo índice de IQR teórico.

Este novo índice fundamenta-se na distribuição estatística de valores de espaçamento entre fraturas, que podem ser encontrados ao longo de linhas de varredura, feitas diretamente em afloramentos. Sua grande vantagem reside na facilidade de utilização, não requerendo testemunhos de sondagem. Comparações com o IQR original promovidas pelos criadores do IQR teórico, revelaram que os índices obtidos são semelhantes, diferindo em no máximo 5% (Fiori e Carmignani, 2009). Assim, segundo Fiori e Carmignani (2009), o IQR teórico (IQR\*) pode ser expresso como descrito na equação 2:

$$IQR^* = 100.e^{-\lambda t} (\lambda t + 1) \quad (2)$$

IQR<sub>t</sub>\* – Índice de qualidade de rocha teórico;

$\lambda$  – frequência ou número médio de descontinuidades por metro;

t – valor limiar arbitrário (por exemplo, 0,1m).

A classificação geomecânica de Bieniawski (1974) considera, além do IQR, a resistência uniaxial da rocha intacta, o espaçamento, a abertura, a continuidade e orientação das juntas e o fluxo da água subterrânea, atribuindo-se pesos relativos a cada um dos cinco parâmetros escolhidos como critérios de classificação. O Quadro 1 apresenta os parâmetros utilizados na ponderação. O autor recomendou o uso do teste de carga pontual no campo para estimativa da resistência da rocha intacta.

**Quadro 1** – Sistema de classificação geomecânica ponderado.

Parâmetros de classificação e pesos relativos									
1	resistência da rocha intacta	Índice de compressão puntiforme	> 10MPa	4-10MPa	2-4MPa	1-2MPa	ensaio de compressão uniaxial preferido		
		resistência à compressão simples	> 250MPa	100-250MPa	50-100MPa	25-50MPa	15-25MPa	1-15MPa	1MPa
Peso relativo			15	12	7	4	2	1	0
2	IQR		90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	<25%		
	Peso relativo		20	17	13	8	3		
3	Espaçamento das juntas		> 2m	0,6-2m	200-600mm	60-200mm	< 60mm		
	Peso relativo		30	25	20	10	0		
4	Condição das juntas		superfícies muito rugosas, descontinuas fechadas, paredes duras	superfícies pouco rugosas, abertura menor 1mm, paredes duras	superfícies pouco rugosas, abertura menor que 1mm, paredes moles	superfícies estriadas ou preenchimento menor que 5mm ou abertura de juntas 1-5mm. Juntas contínuas	preenchimento mole de 5mm ou abertura de juntas maior que 5mm. Juntas contínuas		
	Peso relativo		30	25	20	10	0		
5	Água subterrânea	Infiltração em 10m de túnel	Nenhuma	< 1,0 L/min	< 25L/min	25-125 L/min	> 125L/min		
		Razão	0	0	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
	Condições gerais		completamente seca			umidade (água intersticial)	pressão moderada de água	problemas graves d'água	
	Peso relativo		10			7	4	0	
Ajuste para orientação das descontinuidades									
Direção e mergulho		muito favorável	favorável	aceitável	desfavorável	muito desfavorável			
Peso relativo	Túneis	0	-2	-5	-10	-12			
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25			
	Taludes	0	-2	-25	-50	-60			
Classes de maciços									
Classe de maciço		I	II	III	IV	V			
Condição geral		Muito bom	Bom	Regular	Pobre	Muito Pobre			
Somatório dos pesos (Fator RMR)		100 - 81	81-61	60-41	40-21	< 20			
Significado das classes									
Classe número		I	II	III	IV	V			
Tempo médio de auto-sustentação		10 anos	6 meses	1 semana	5 horas	10 minutos			
Vão da seção (metros de vão)		15m	10m	5m	2,5m	1,0m			
Coesão		>400kPa	400-300kPa	300-200kPa	100-150kPa	<100kPa			
Ângulo de atrito		> 45°	35-45°	25-35°	15-25°	< 15°			

Fonte: Bieniawski (1974)

Uma das classificações de maciços rochosos bastante usada atualmente é o Sistema-Q, ou classificação NGI (*Norwegian Geotechnical Institute*), desenvolvido por Barton *et al.* (1974) especificamente para túneis. Esta apresenta aspectos tridimensionais de qualidade do maciço rochoso, incluindo o IQR e fatores numéricos ponderados, apresentados nos Quadros 2 a 8, tais como o  $J_n$ , o qual define a importância dos conjuntos de juntas, o  $J_r$ , que define a rugosidade, o  $J_a$  a alteração das juntas, o  $J_w$  o fluxo da água nas juntas e o estado de tensão do maciço (SRF).

**Quadro 2** – Classificação de blocos de rocha.

Denominação	IQR/ $J_n$
blocos muito grandes	< 1,0
blocos grandes	1-3
blocos médios	3-10
blocos pequenos	10-30
blocos muito pequenos	>30
rocha triturada	>60

Fonte: Barton *et al.* (1974)

**Quadro 3** – Índice dos números de famílias de fraturas ( $J_n$ ).

Condições de compartimentação do maciço	Valores $J_n$
A - fraturas esparsas ou ausentes	0,5-1,0
B - uma família de fraturas	2
C - uma família, mais fraturas esparsas	3
D - duas famílias de fraturas	4
E - duas famílias, mais fraturas esparsas	6
F - três famílias de fraturas	9
G - três famílias, mais fraturas esparsas	12
H - quatro ou mais famílias de fraturas	15
I - rocha triturada	20

Fonte: Barton *et al.* (1974)

**Quadro 4** – Índice  $J_a$  de alteração das paredes das fraturas.

Condições de alteração das paredes	Valores de $J_a$
<b>a – fraturas sem deslocamento relativo; há contato rocha-rocha entre as paredes das fraturas</b>	
A – paredes duras, compactas, preenchimentos impermeáveis (quartzo ou epidoto)	0,75
B – paredes sem alteração, somente leve descoloração ( $\phi_r = 25-35^\circ$ )	1,0
C – paredes levemente alteradas, com partículas arenosas e rochas desintegradas não argilosas ( $\phi_r = 25-30^\circ$ )	2,0
D – paredes com películas siltosas ou areno-argilosas ( $\phi_r = 20-25^\circ$ )	3,0
E – paredes com películas de materiais moles ou com baixo ângulo de atrito (caolinita, clorita, talco, grafita, etc.) e pequena quantidade de minerais expansivos ( $\phi_r = 8-16^\circ$ )	4,0
<b>b – fraturas com deslocamento relativo (menos de 10cm); há contato rocha-rocha entre as paredes das fraturas</b>	
F – paredes com partículas de areia e rochas desintegradas, sem argila ( $\phi_r = 25-30^\circ$ )	4,0
G – fraturas com preenchimento argiloso sobreconsolidado (espessura < 5mm) ( $\phi_r = 16-24^\circ$ )	6,0
H – fraturas com preenchimento argiloso subconsolidado (espessura < 5mm) ( $\phi_r = 12-16^\circ$ )	8,0
I – fraturas com preenchimento argiloso expansivo, como por exemplo montmorilonita (espessura < 5mm) ( $\phi_r = 6-12^\circ$ )	8,0-12,0
<b>c – fraturas com deslocamento relativo; não há contato rocha-rocha entre as paredes das fraturas</b>	
J, K, L – zonas com rochas trituradas ou esmagadas com argila	6,0 – 12,0
M – zonas siltosas ou areno argilosas com pequena quantidade de argila	5
N, O, P – zonas ou bandas contínuas de argila	10,0-20,0

Fonte: Barton *et al.* (1974)

**Quadro 5** – Índice  $J_w$  do caudal efluente.

Condições de afluição de água	Valores $J_w$	Pressão de água (kg/cm <sup>2</sup> )
A – escavação a seco ou com pequena afluição de água (<5L/min)	1,00	< 1,0
B – afluição média de água com lavagem ocasional do preenchimento das fraturas	0,66	1,0-2,5
C – afluição elevada em rochas competentes, sem preenchimento de juntas	0,50	2,5-10,0
D – afluição elevada com considerável lavagem do preenchimento de fraturas	0,33	2,5-10,0
E – afluição excepcionalmente elevada, decaindo com o tempo	0,20-0,10	>10,0
F – afluição excepcionalmente elevada, sem decaimento com o tempo	0,10-0,05	>10,0

Fonte: Barton *et al.* (1974)

**Quadro 6 – Índice SRF do estado de tensão do maciço.**

<b>Condições de tensões dos maciços</b>	<b>SRF</b>
<b>a – zonas alteradas</b>	
A – ocorrência de múltiplas zonas alteradas contendo argila ou rocha quimicamente desintegrada (profundidade qualquer)	10,0
B – zona alterada contendo argila ou rocha quimicamente desintegrada (prof. de escavação < 50m)	5,0
C – zona alterada contendo argila ou rocha quimicamente desintegrada (prof. de escavação > 50m)	2,5
D – múltiplas zonas esmagadas em rocha competente, sem argila (prof. qualquer)	7,5
E – zona esmagada em rocha competente, sem argila (prof. de escavação < 50m)	5,0
F – zona esmagada em rocha competente, sem argila (prof. de escavação > 50m)	2,5
G – fraturas abertas, fraturamento muito intenso (prof. qualquer)	5,0
<b>b – rocha competente, problemas de tensões em rochas</b>	
H – tensões baixas, próximo à superfície ( $\sigma_v/\sigma_1 > 200$ )	2,5
J – tensões moderadas ( $\sigma_v/\sigma_1 > 200-10$ )	1,0
K – tensões elevadas (eventuais instabilidades) ( $\sigma_v/\sigma_1 > 10-5$ )	0,5 -2,0
L – explosões moderadas de rocha ( $\sigma_v/\sigma_1 > 5-2,5$ )	5,0 - 10,0
M – explosões intensas de rocha ( $\sigma_v/\sigma_1 < 2,5$ )	10,0 - 20,0
<b>c – rochas incompetentes (comportamento plástico devido ao tipo das deformações)</b>	
N – tensões moderadas	5,0 - 10,0
O – tensões elevadas	10,0 - 20,0
<b>d – rochas expansivas (atividade expansiva por causa da presença de água)</b>	
P – tensões moderadas	5,0 - 10,0
R – tensões elevadas	10,0 - 15,0

Fonte: Barton *et al.* (1974)

**Quadro 7 – Índice  $J_r$  de rugosidade das fraturas.**

<b>a – fraturas sem deslocamento relativo; contato rocha-rocha entre as paredes das fraturas</b>	
<b>b – fraturas com deslocamento relativo (menos de 10cm); contato rocha-rocha entre as paredes das fraturas</b>	
<b>Condições de rugosidade das paredes</b>	<b>valores <math>J_r</math></b>
A – fraturas não persistentes	4,0
B – fraturas rugosas ou irregulares onduladas	3,0
C – fraturas lisas, onduladas	2,0
D – fraturas polidas, onduladas	1,5
E – fraturas rugosas ou irregulares, planas	1,5
F – fraturas lisas, planas	1,0
G – fraturas polidas ou estriadas, planas	0,5
<b>c – fraturas com deslocamento relativo; não há contato rocha-rocha entre as paredes das fraturas</b>	
<b>Descrição</b>	<b>valores <math>J_r</math></b>
H – fraturas com minerais argilosos	1,0
I – zonas esmagadas	1,0

Fonte: Barton *et al.* (1974)

**Quadro 8** – Estimativa da resistência ao cisalhamento aparente, a partir dos parâmetros  $J_r$  e  $J_a$ .

<b>a – fraturas sem deslocamento relativo; contato rocha-rocha entre as paredes das fraturas</b>						
Descrição	valores $J_r$	$J_a = 0,75$	1	2	3	4
A – fraturas descontínuas	4,0	79°	76°	63°	53°	45°
B – fraturas ásperas ou irregulares, onduladas	3,0	76°	72°	56°	45°	37°
C – fraturas lisas, onduladas	2,0	69°	63°	45°	34°	27°
D – fraturas polidas, onduladas	1,5	63°	56°	37°	27°	21°
E – fraturas ásperas ou irregulares, planas	1,5	63°	56°	37°	17°	21°
F – fraturas lisas, planas	1,0	53°	45°	27°	18°	14°
G – fraturas polidas, planas	0,5	34°	27°	14°	9,5°	7,1°
<b>b – fraturas com deslocamento relativo (menos de 10cm); contato rocha-rocha entre as paredes das fraturas</b>						
	valores $J_r$	$J_a = 4,0$	6	8	12	
A – fraturas descontínuas	4,0	45°	34°	27°	18°	
B - fraturas ásperas ou irregulares, onduladas	3,0	37°	27°	21°	14°	
C - fraturas lisas, onduladas	2,0	27°	18°	14°	9,5°	
D - fraturas polidas, onduladas	1,5	21°	14°	11°	7,1°	
E - fraturas ásperas ou irregulares, planas	1,5	21°	14°	11°	7,1°	
F - fraturas lisas, planas	1,0	14°	9,5°	7,1°	4,7°	
G - fraturas polidas, planas	0,5	7°	4,7°	3,6°	2,4°	
<b>c – fraturas com deslocamento relativo; não há contato rocha-rocha entre as paredes das fraturas</b>						
rochas trituradas	1,0	$J_a = 6$	8	12		
		9,5°	7,1°	4,7°		
rochas siltosas ou arenosas	1,0	$J_a = 5$				
		11°				
bandas argilosas espessas	1,0	$J_a = 10$	13	20		
		5,7°	4,4°	2,9°		

Fonte: Barton *et al.* (1974)

Estes parâmetros combinados, segundo a Equação 3, dão origem a um índice de qualidade (Q), definido pelos autores como:

$$Q = \left( \frac{IQR}{J_n} \right) \times \left( \frac{J_r}{J_a} \right) \times \left( \frac{J_w}{SRF} \right) \quad (3)$$

Q – Índice de qualidade;

IQR – Índice de qualidade de rocha;

$J_n$  – parâmetro que define a importância dos conjuntos de juntas;

$J_r$  – parâmetro que define a rugosidade;

$J_a$  – parâmetro que define a alteração das juntas;  
 $J_w$  – parâmetro que define o fluxo da água nas juntas;  
 SRF – estado de tensão do maciço.

O valor de Q pode então ser utilizado para obtenção do padrão geomecânico do maciço, conforme apresentado no Quadro 9.

**Quadro 9** – Classificação do maciço rochoso conforme o valor de Q.

<b>Padrão geomecânico do maciço</b>	<b>Valor Q</b>
Péssimo	0,0001 - 0,01
Extremamente ruim	0,01 - 0,1
Muito ruim	0,1 - 1,0
Ruim	1,0 - 4,0
Regular	4,0 - 10,0
Bom	10,0 - 40,0
Muito bom	40,0 - 100,00
Ótimo	100,0 - 400,0
Excelente	> 400,0

Fonte: Barton *et al.* (1974)

A classificação geomecânica desenvolvida por Wickham *et al.* (1974), também conhecida como classificação RSR (*Rock Structure Rating*), combina efeitos dos tipos litológicos e estruturais, espaçamentos, orientações e condições das juntas, além do fluxo de água na escavação de túneis. Basicamente, o valor de RSR é obtido a partir da soma de três parâmetros, denominados pelos autores de A, B e C, cujo estabelecimento de cada um acontece mediante a aplicação dos Quadros 10 a 12. Quanto maior o valor de RSR, melhores são as características geotécnicas do maciço.

**Quadro 10** – Parâmetro A da classificação.

Parâmetro A					Valor máximo 30			
Características geológicas gerais								
Tipo de rocha				Estruturas geológicas				
	a	b	c	d	Maciça	Pouco dobrada ou fraturada	Medianamente dobrada ou fraturada	Intensamente dobrada ou fraturada
Ígnea	1	2	3	4				
Met.	1	2	3	4				
Sed.	2	3	4	4				
Tipo 1				30	22	15	9	
Tipo 2				27	20	13	8	
Tipo 3				24	18	12	7	
Tipo 4				19	15	10	6	

a = dura; b = média; c = mole; d = decomposta

Fonte: Wickham *et al.* (1974)

**Quadro 11** – Parâmetro B da classificação.

Parâmetro B						Valor máximo 45			
Características geológicas gerais									
Orientação da escavação									
Espaçamento entre fraturas (cm)	Direção normal ao eixo					Direção paralela ao eixo			
	Orientação da escavação						Orientação		
	a	b		c		a			
	Inclinação das fraturas						Inclinação		
	1	2	3	2	3	1	2	3	
3	9	11	13	10	12	9	9	7	
3-15	13	16	19	15	17	14	14	11	
15-28	23	24	28	19	22	23	23	19	
28-54	30	32	36	25	28	30	28	24	
54-108	36	38	40	33	35	36	34	28	
108	40	43	45	37	40	40	38	34	

a = inclinação para e contra a escavação; b = inclinação contra a escavação, c = inclinação para a escavação;  
1 = 20°; 2 = 20 - 50°; 3 = 50 a 90°

Fonte: Wickham *et al.* (1974)

**Quadro 12** – Parâmetro C da classificação.

Parâmetro C				Valor máximo 45		
Condições de água						
Características das fraturas						
Caudal (L/min/300m)	Soma dos parâmetros (A+B)					
	13-44			45-75		
	características das fraturas*					
	1	2	3	1	2	3
Nulo	22	18	12	25	22	18
Pequeno (<760)	19	15	9	23	19	14
Médio (760-3800)	15	11	7	21	16	12
Elevado (> 3800)	10	8	6	18	14	10

\* 1 - fechadas ou cimentadas; 2 - pouco alteradas; 3 - muito alteradas ou abertas

Fonte: Wickham *et al.* (1974)

Liu e Chen (2007) propõem um novo sistema de classificação de maciços, aplicável a análises de estabilidade de escorregamentos. Trata-se de um método que combina o Processo Hierárquico Analítico (AHP) e o Método Delphi Fuzzy (FDM) para uma investigação qualitativa do maciço. O método considera o problema a partir de um grupo de decisão, onde então é aplicada a lógica *fuzzy* como critério para calcular os fatores de ponderação. Determinados os índices de qualidade da rocha, um modelo de Análise Discriminante Linear (LDA) foi empregado para classificar as encostas estáveis ou não, determinando-se os fatores de risco associados. Os resultados obtidos foram julgados satisfatórios.

### 3 – MATERIAIS E MÉTODOS

Como apresentado na revisão bibliográfica, diversos são os sistemas de classificação geotécnica de maciços rochosos. Para o presente caso, optou-se por conjugar os usos potenciais dos diferentes métodos de classificação de maciços, empregando-se os métodos e aprimoramentos propostos por Barton *et al.* (1974), Wickham *et al.* (1974) e Bieniawski (1974), cujos detalhamentos (parâmetros tabelados e definições) podem ser consultados nas obras originais e seus principais aspectos foram destacados na revisão bibliográfica. A aplicação propriamente dita do método, bem como os parâmetros considerados no estudo de caso da mina Saivá, são oportunamente descritos.

Na classificação do maciço rochoso, como apresentado na revisão bibliográfica, faz-se necessário o cálculo do IQR. Em função da característica da pesquisa, isto é, focada em levantamento de dados estruturais superficiais, com base em imagens digitais ou levantamentos de campo, em detrimento à análise de amostras ou testemunhos de sondagens, optou-se por utilizar ao invés do IQR original, o IQR teórico (IQR\*) proposto por Priest e Hudson (1976; 1981).

Paralelamente foram desenvolvidos experimentos de compressão uniaxial da rocha para determinação de sua resistência mecânica, cujos resultados são apresentados em Nagalli (2010).

## 4 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

Na classificação do maciço rochoso presente na mina de Saivá procedeu-se de acordo com o método apresentado no capítulo 3. São apresentados os cálculos e/ou referências bibliográficas para definição de cada um dos parâmetros empregados na classificação.

### 4.1 – Cálculo do IQR teórico

De acordo com o método proposto, foi calculado o Índice de Qualidade de Rocha (IQR) segundo o critério de Priest e Hudson (1976; 1981), tendo-se obtido o IQR teórico (IQR\*) segundo a Equação 2. No cálculo do IQR\*, foi atribuído a  $t$ , valor limiar arbitrário, o valor de 0,1m. Justifica tal utilização a possibilidade de futuras comparações do índice calculado com o IQR convencional, segundo o método de Deere *et al.* (1967).

A  $\lambda$  foi atribuído o valor correspondente ao número médio de descontinuidades identificadas na imagem por metro (na linha de varredura). O valor de  $\lambda$  foi calculado em função dos levantamentos promovidos ao longo de linhas de varredura, contando-se o número de descontinuidades identificadas ao longo desta. A Figura 1 apresenta um exemplo deste procedimento, mostrando-se a linha de varredura denominada AB, de 38,751m e as descontinuidades identificadas ao longo desta.

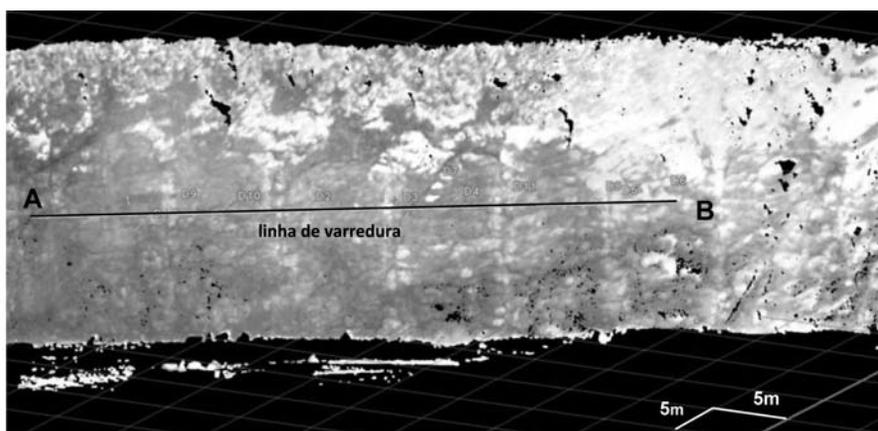


Fig. 1 – Linha de varredura AB junto à face NW-SE.

Os resultados obtidos para a determinação do parâmetro  $\lambda$  são apresentados no Quadro 13.

Quadro 13 – Parâmetro  $\lambda$  calculado para as diferentes faces.

Face da Mina	Linha de Varredura	Comprimento da linha (m)	Número de descontinuidades identificado	$\lambda$ calculado
E	AB (NW-SE)	38,751	10	0,258
	CD (NE-SW)	62,103	31	0,499
W	EF (SW-NE)	28,012	8	0,286
	GH (SW-NE)	52,041	15	0,288
<b>MÉDIA</b>				<b>0,333</b>

Assim, aplicando-se à Equação 2 os valores de  $\lambda = 0,333$  e  $t = 0,1m$ , chega-se a um IQR\* de 99,95%. Isto quer dizer que, para a situação analisada, 99,95% da linha de varredura contém comprimentos intactos maiores que 0,1m. Simulando-se o valor de IQR\* para  $t = 1,0m$ ,  $t = 3,0m$  e  $t = 10,0m$ , chega-se a valores de 95,55%, 73,61% e 15,50%, respectivamente, o que revela grandes porções de rocha intacta ao longo da linha de varredura. Atribui-se a ampla variação (34%) dos valores de  $\lambda$  ao fato de se tratarem de linhas de varredura tomadas em direções ortogonais entre si e, assim, os cálculos consideraram diferentes famílias de estruturas.

#### 4.2 – Espaçamento das juntas

Da mesma forma, foram determinados os espaçamentos médios entre as descontinuidades cujos resultados são apresentados nos Quadros 14 a 17. As numerações atribuídas aos trechos interdescontinuidades (nomenclatura: D1, D2, etc.) observaram o critério de ordem de identificação junto à linha de varredura e, não necessariamente, configuram uma seqüência ao longo desta linha.

**Quadro 14** – Cálculo do espaçamento médio interdescontinuidades para a linha de varredura AB.

TRECHO INTERDESCONTINUIDADES		DISTÂNCIA (m)
D1	D9	1,896
D9	D10	3,634
D10	D2	8,934
D2	D3	5,650
D3	D7	0,860
D7	D4	2,564
D4	D11	2,364
D11	D8	5,842
D8	D5	0,542
D5	D6	3,048
<b>MÉDIA</b>		<b>3,533</b>
<b>DESVIO PADRÃO</b>		<b>2,589</b>

**Quadro 15** – Cálculo do espaçamento médio interdescontinuidades para a linha de varredura EF.

TRECHO INTERDESCONTINUIDADES		DISTÂNCIA (m)
1	2	1,131
2	3	0,703
3	4	0,496
4	5	9,442
5	6	4,406
6	7	4,529
7	8	0,881
8	9	6,424
<b>MÉDIA</b>		<b>3,502</b>
<b>DESVIO PADRÃO</b>		<b>3,275</b>

**Quadro 16** – Cálculo do espaçamento médio interdescontinuidades para a linha de varredura CD.

TRECHO INTERDESCONTINUIDADES		DISTÂNCIA (m)
1	2	0,914
2	3	0,184
3	4	1,956
4	5	1,142
5	6	0,657
6	7	4,290
7	8	1,777
8	9	0,680
9	10	0,139
10	11	0,268
11	12	12,372
12	13	4,169
13	14	1,308
14	15	9,896
15	16	0,654
16	17	0,826
17	18	0,721
18	19	1,952
19	20	1,480
20	21	0,244
21	22	0,793
22	23	1,220
23	24	0,488
24	25	0,233
25	26	0,288
26	27	2,212
27	28	0,682
28	29	1,549
29	30	2,030
30	31	4,838
<b>MÉDIA</b>		<b>1,999</b>
<b>DESVIO PADRÃO</b>		<b>2,781</b>

**Quadro 17** – Cálculo do espaçamento médio interdescontinuidades para a linha de varredura GH.

TRECHO INTERDESCONTINUIDADES		DISTÂNCIA (m)
1	2	0,881
2	3	4,658
3	4	0,443
4	5	1,401
5	6	3,073
6	7	6,007
7	8	1,250
8	9	1,819
9	10	3,308
10	11	6,559
11	12	3,088
12	13	7,011
13	14	8,265
14	15	0,919
15	16	3,359
<b>MÉDIA</b>		<b>3,469</b>
<b>DESVIO PADRÃO</b>		<b>2,501</b>

Dos resultados obtidos nos Quadros 14 a 17 pode-se depreender que o maciço apresenta espaçamento médio interdescontinuidades bastante irregular, cujo valor médio é 2,78m e cuja amplitude de medições é de 14cm a 12m, com um desvio padrão de 2,79m. Por exemplo, para a linha de varredura CD, nota-se que 50% (15 valores) das medidas são inferiores a 1,0m, 26% (8 valores) situam-se entre 1 a 2m, 6,6% entre 2 e 3m, 0% entre 3 a 4m, 10% entre 4 e 5m, 3,3% entre 9 e 10m e 3,3% entre 12 e 13m.

Em relação à condição das juntas, nos termos da classificação de Bieniawski (1974), considerou-se a partir da avaliação em campo que a mina Saivá apresenta superfícies pouco rugosas, abertura menor que 1mm e paredes duras.

#### 4.3 – Resistência da rocha intacta

Os ensaios de compressão uniaxial objetivaram determinar a resistência à ruptura em compressão uniaxial da rocha. Seu detalhamento é descrito em Nagalli (2010). Os resultados obtidos nos ensaios mostram que os valores de resistência à ruptura apresentam dispersões pouco significativas e muito boas características (da ordem de 101,6 MPa na direção perpendicular ao acamamento e 92,3 MPa na direção paralela ao acamamento). Tais resultados mostram-se compatíveis com os reportados por Sossai (2006). A partir dos ângulos de ruptura identificados, pode-se calcular o ângulo de atrito interno da rocha, igual a 30° para a condição paralela ao acamamento.

#### 4.4 – Água subterrânea

Em função do histórico de observações e padrão de drenagem de superfície e sub-superfície na área, que tem seu lençol freático rebaixado artificialmente, foram inferidos os parâmetros “infiltração em 10m de túnel”, “razão  $p_{aj}/T_{pm}$ ” (correspondente ao quociente entre a pressão d’água na junta e tensão principal máxima) e “condições gerais” (completamente seca, umidade, pressão

moderada de água e problemas graves de água) do sistema de classificação de Bieniawski (1974). Assim, para a mina Saivá, o parâmetro infiltração em 10m de túnel foi definido como “nenhuma”. Para esta situação a razão  $p_{aj}/T_{pm}$  é igual a zero e o parâmetro condições gerais corresponde a “completamente seca”.

#### 4.5 – Ajuste para orientação das descontinuidades

Em função da orientação das descontinuidades relativamente à dos taludes, Bieniawski (1974) estabelece um fator de correção (ajuste) do IQR\*, cuja categorização acontece por meio das direções e mergulhos das descontinuidades, classificando-as em muito favorável, aceitável, desfavorável e muito desfavorável. Assim, foram estabelecidos diferentes IQR\* para cada face da mina, em função do posicionamento relativo das descontinuidades. O Quadro 18 apresenta a classificação obtida para as diferentes faces da mina, para a condição de execução de taludes, com diferentes sentidos de escavação.

**Quadro 18** – Ajuste de orientação de descontinuidades para as diferentes faces da mina.

Face		Condição de Direção e Mergulho	Peso Relativo (Taludes)
Direção	Sentido		
NW-SE	NE	Muito Desfavorável	-60
NW-SE	SW	Muito Favorável	0
NE-SW	SE	Muito Desfavorável	-60
NE-SW	NW	Muito Favorável	0

Na definição da condição de direção e mergulho utilizou-se o seguinte critério: se a direção da face coincide com as principais (penetrativas) direções de famílias de estruturas de alto ângulo de mergulho e o sentido de avanço das escavações é oposto ao mergulho destas estruturas, julgou-se uma condição “muito desfavorável” à lavra com segurança e, em oposição, se a direção da face não coincide com as principais (penetrativas) famílias de estruturas ou o ângulo de mergulho coincide com o sentido de escavação, esta situação foi considerada “muito favorável” à lavra com segurança, isto é, com mínimo risco de escorregamentos.

Assim, como as estruturas penetrativas nos afloramentos são aproximadamente N60E/75SE, N15W/60SW, N30E/75SE, E-W/65S, N40E/63NW, então nota-se que não há nesta lista famílias de estruturas que favoreçam a instabilização dos taludes executados na direção NW-SE. Por outro lado, escavações realizadas na direção NE-SW têm seus taludes fragilizados pela presença das famílias de estruturas N60E/75SE e N30E/75SE. As famílias de estruturas N15W/60SW, E-W/65S não representam favorecimento à instabilidade de taludes executados na direção NW-SE e as estruturas orientadas em N40E/63NW não favorecem a instabilidade de taludes executados na direção NE-SW. Considerando-se que os ângulos de mergulho são iguais ou superiores a 45°, isto é, ângulos altos, atribuiu-se a condição limite (muito favorável ou muito desfavorável) a cada uma das situações.

#### 4.6 – Classificação por Bieniawski (1974)

De posse dos atributos supracitados, pode-se efetuar a classificação do maciço rochoso da mina Saivá, conforme o resumo apresentado no Quadro 19. Os pesos relativos apresentados no

Quadro 19 referem-se ao enquadramento de cada um dos atributos nas categorias pré-estabelecidas pelo método, apresentado no capítulo 2. Na definição do parâmetro relativo à resistência da rocha foram utilizados os resultados obtidos nos ensaios experimentais.

**Quadro 19** – Quadro resumo de parâmetros de entrada para a classificação de Bieniawski (1974).

Parâmetro de Classificação		Valor Considerado	Respectivo Peso Relativo
Resistência da rocha intacta	Índice de compressão puntiforme	2 - 4MPa	7
	Resistência à compressão simples	50-100MPa	
IQR		99,95%	20
Espaçamento de juntas		2,78m	30
Condição das juntas		superfícies pouco rugosas, abertura <1mm, paredes duras	25
Água subterrânea	Infiltração em túnel de 10m	Nenhuma	10
	Razão $p_{sj}/T_{pm}$	0	
	Condições gerais	Completamente seca	
<b>SOMA</b>			<b>92</b>

A soma dos pesos (fator RMR) atribuídos a cada um dos parâmetros de classificação, igual a 92, revela que o maciço rochoso em análise pertence a classe I, isto é, apresenta condição geral muito boa, nos termos estabelecidos por Bieniawski (1974), ou seja, tempo médio de auto-sustentação igual a 10 anos, vão da seção igual a 15m, coesão superior a 400 kPa, e ângulo de atrito superior a 45°.

Todavia, considerando-se a definição do parâmetro “ajuste para orientação de descontinuidades”, revelou existirem algumas famílias de estruturas desfavoráveis, do ponto de vista da estabilidade de taludes, segundo as direções de escavações executadas, devendo-se aplicar à soma dos pesos um fator de correção igual a -50, chegando-se a um fator RMR igual a 42. Assim, a correta classificação para o maciço seria classe III, ou seja, condição geral regular, com tempo médio de auto-sustentação de uma semana, 5m de vão, 200 a 300 kPa de coesão e ângulo de atrito na faixa de 25 a 35°, o que se confirmou experimentalmente, conforme apresentado no subitem 4.3.

Desta forma, pode-se afirmar que a questão do ajuste para orientação das descontinuidades é sobremaneira importante no processo de classificação proposto por Bieniawski (1974). O sistema de classificação mostrou-se bastante sensível a este parâmetro.

#### 4.7 – Classificação por Wickham *et al.* (1974)

Conforme descrito no capítulo 3, o método de classificação de Wickham *et al.* (1974), também conhecido como classificação RSR (*Rock Structure Rating*), vale-se de três parâmetros (A, B e C) para classificação dos maciços rochosos, sendo em seguida apresentados com as considerações acerca da aplicação do método ao maciço onde se insere a mina Saivá.

O parâmetro A diz respeito ao tipo litológico e à estrutura geológica do maciço. Para o caso em questão, a classificação foi feita considerando-se tratar de uma rocha metamórfica, média, intensamente dobrada, o que corresponde a um parâmetro A igual a 8, em um máximo de 30.

O parâmetro B refere-se às descontinuidades (espaçamentos e atitudes) e orientação de escavação. Contudo, o método foi concebido para avaliar os maciços para condições de escavações de túneis e, por este motivo, considerou-se que a situação análoga à escavação de uma mina seria admitir os valores relativos a escavações normais à direção do eixo do túnel, em oposição à direção paralela ao eixo. Assim, para orientação da escavação em direção normal ao eixo, situação de inclinação para e contra a escavação, ângulos de mergulho na faixa de 50 a 90° e espaçamento de fraturas de 108cm (máximo existente na classificação), chega-se a um valor do parâmetro B de 40.

O parâmetro C corresponde às condições hidrogeológicas e de fluxo. A soma dos parâmetros A e B, neste caso igual a 48, é utilizada para definição do parâmetro C. Ademais, para uma caudal/vazão (min/300m) considerado pequeno (<760) e característica de fraturas fechadas ou cimentadas, tem-se um parâmetro C de 23.

O somatório dos valores parciais A, B e C fornece o valor de RSR, cujo máximo é 100. Quanto maior for o RSR, melhores são as características geotécnicas do maciço. No caso do maciço onde a mina Saivá se insere, este valor foi calculado como 71, ou seja, uma rocha de boa qualidade.

De uma maneira geral, o uso da nuvem de pontos referenciados contribuiu para a agilização do processo de medição de espaçamentos interdescontinuidades pelo emprego de linhas de varredura. Este se mostrou um diferencial positivo inerente à técnica.

#### 4.8 – Classificação por Barton *et al.* (1974)

O Sistema-Q proposto por Barton *et al.* (1974) foi aplicado ao estudo de caso da mina Saivá, tendo sido utilizadas, sempre que possível, aquisições de dados geométricos junto ao modelo digital da mina. Isto se aplica, por exemplo, a aquisição do parâmetro  $J_n$ , onde este representa um número médio de juntas por unidade de área ou de volume do maciço rochoso.

O parâmetro  $J_n$  é obtido a partir das condições de compartimentação do maciço, de forma que para o maciço da mina Saivá, foi considerado na análise (dentro das possibilidades do método) existir três famílias de fraturas (em cada vertente) de forma que, para esta característica,  $J_n$  vale 9. Este valor, conforme a classificação imputa à denominação de “blocos médios” nos termos de método.

O segundo parâmetro para a classificação,  $J_a$ , refere-se às condições de alteração das paredes, neste caso as vertentes da mina, tidas segundo a avaliação do autor como “paredes sem alteração, somente leve descoloração ( $\phi = 25-35^\circ$ )” para a condição “fraturas sem deslocamento relativo e há contato rocha-rocha entre as paredes das fraturas” do método. Desta forma, obtém-se um  $J_a$  tabelado de 1,0.

O terceiro parâmetro para a classificação,  $J_w$ , refere-se às condições de caudal (vazão) efluente, assumido como igual a 1,0 para a situação “escavação a seco ou com pequena fluência de água (< 5L/min)”.

O quarto parâmetro para a classificação,  $J_r$ , refere-se ao índice de rugosidade das fraturas, considerado sendo “fraturas polidas ou estriadas, planas” e, assim  $J_r$  é igual a 0,5.

O quinto parâmetro para a classificação, SRF, busca representar o estado de tensões ao qual o maciço está submetido, tendo sido enquadrado o maciço da mina Saivá na categoria “tensões elevadas (eventuais instabilidades nas paredes)” e, desta forma, SRF é igual a 1,0.

Aplicando-se a Equação 3, conforme demonstrado, e assumindo o IQR como igual ao IQR\*, chega-se a um índice de qualidade (Q) igual a 5,6, o que representa, segundo a classificação, um padrão geomecânico do maciço igual a “regular”.

$$Q = \left(\frac{99,95}{9}\right) \times \left(\frac{0,5}{1,0}\right) \times \left(\frac{1,0}{1,0}\right) = 5,6$$

Depreende-se dos resultados obtidos nas classificações segundo os métodos de Wickham *et al.* (1974), Barton *et al.* (1974) e Bieniawski (1974), que o maciço da mina Saivá apresenta um padrão

geomecânico que varia de regular à muito bom. A classificação de Barton *et al.* (1974) mostrou-se mais conservadora (em favor da segurança), enquanto o método de classificação de Bieniawski (1974) o menos conservador.

## 5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

No que concerne à classificação geomecânica do maciço rochoso, o método proposto por Bieniawski (1974) enquadra o maciço ao qual a mina de Saivá pertence à classe III, com um valor de RMR igual a 42. Isto quer dizer que o maciço apresenta condição geral regular, com tempo médio de auto-sustentação de uma semana, 5m de vão, 200 a 300 kPa de coesão e ângulo de atrito na faixa de 25 a 35°, o que se confirmou experimentalmente. Ressalta-se que a análise do método revelou que a questão do ajuste para orientação das descontinuidades é sobremaneira importante no processo de classificação.

O método de Wickham *et al.* (1974) forneceu um valor de RSR igual a 71, em uma escala cujo máximo é 100. Assim, o maciço onde a mina Saivá se insere, segundo esta classificação, revela maciço rochoso de boa qualidade, do ponto de vista geomecânico.

De uma maneira geral, o uso da nuvem de pontos referenciados contribuiu para a agilização do processo de medição de espaçamentos interdescontinuidades, utilizado no cálculo do IQR, pelo emprego de linhas de varredura em meio digital. Este se mostrou um diferencial positivo inerente à técnica.

Nos termos da classificação de Barton *et al.* (1974), conclui-se que o maciço da mina Saivá, com um índice de qualidade (Q) igual a 5,6, apresentou um padrão geomecânico igual a “regular”.

Depreende-se dos resultados obtidos nas classificações segundo os métodos de Wickham *et al.* (1974), Barton *et al.* (1974) e Bieniawski (1974), que o maciço da mina Saivá apresenta um padrão geomecânico que varia de regular à muito bom. A classificação de Barton *et al.* (1974) mostrou-se mais conservadora (em favor da segurança), enquanto o método de classificação de Bieniawski (1974) o menos conservador.

## 6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abellán, A.; Vilaplan, J.M.; Martínez, J. (2006). *Application of a long-range Terrestrial Laser Scanner to a detailed rockfall study at Vall de Núria (Eastern Pyrenees, Spain)*. Engineering Geology, 88, pp. 136-148.
- Armesto, J.; Ordóñez, C.; Alejano, L.; Arias, P. (2009). *Terrestrial laser scanning used to determine the geometry of a granite stability analysis purposes*. Geomorphology, 106, pp. 271-277.
- Barton, N.; Lien, R.; Lunde, J. (1974). *Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support*. Rock Mechanics, v. 6, n°. 4, pp. 189-236.
- Barton, N. (1976). *Recent experiences with the Q-System of tunnel support design. Exploration for rock engineering*. Johannesburg: A.A. Balkema. pp. 107-115.
- Bieniawski, Z. T. (1974). *Geomechanics classification of rock masses and its application to tunneling*. Cong. Intl. Soc. Rock Mech., 3, Proceedings, V II-A, Denver, pp. 27-32.
- Bieniawski, Z. T. (1976). *Rock mass classification in rock engineering*. Johannesburg: A.A. Balkema, pp. 97-106.
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering rock mass classifications*. Nova Iorque. Ed. John Wiley & Sons, 251p.

- Bieniawski, Z. T. (1993). *Design methodology for rock engineering: principles and practice*. vol. 2 e 3. Editor-in-chief John A. Hudson, pp. 779-793.
- Dalmolin, Q.; Dos Santos, D. R. (2004). *Sistema lasercanning: conceitos e princípios de funcionamento*. Departamento de Geomática. Ed. UFPR. 3ed. Curitiba, 97p.
- Deere, D.U.; Hendron, A. J.; Patton, F. D.; Cording, E. J. (1967). *Design of surface and near-surface construction in rock*. Symp. Rock Mechanics Am. Inst. Min. Metall & Pet. Eng. 8, Mineapolis, pp. 237-302.
- Deere, D. U. (1963). *Technical description of rock cores for engineering purposes*. Rock Mech. Eng. Geol., 1, pp. 17-22.
- Dunning, S. A.; Massey, C. I.; Rosser, N. J. (2009). *Structural and geomorphological features of landslides in the Bhutan Himalaya derived from Terrestrial Laser Scanning*. Geomorphology, 103, pp. 17-29.
- Fardin, N.; Stephansson, O; Jing, L. (2001). *The scale dependence of rock joint surface roughness*. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 38, pp. 659-669.
- Fardin, N.; Feng, Q.; Stephansson, O. (2004). *Application of a new in situ 3D laser scanner to study the scale effect on the rock joint surface roughness*. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 41, pp. 329-335.
- Fiori, A. P.; Carmignani, L. (2009). *Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes*. 2ª ed. Editora UFPR. Curitiba. 604p.
- Franceschi, M.; Teza, G.; Preto, N.; Pesci, A.; Galgaro, A.; Girardi, S. (2009). *Discrimination between marls and limestones using intensity data from terrestrial laser scanner*. ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing 64, v.6, pp. 1-7.
- Hoek, E.; Marinos, P.; Benissi, M. (1998). *Applicability of the geological strength index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses: the case of the Athens schist formation*. Bull. Eng. Geol. Environ., 57, pp. 151-60.
- Lato, M.; Diederichs, M. S.; Hutchinson, D. J.; Harrap, R. (2009). *Optimization of LIDAR scanning and processing for automated structural evaluation of discontinuities in rockmasses*. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 46, pp. 194-199.
- Liu, Y.; Chen, C. (2007). *A new approach for application of rock mass classification on rock slope stability assessment*. Engineering Geology, 89, pp. 129-143.
- Marinos, P.; Hoek, E. (2000). *GSI - a geologically friendly tool for rock mass strength estimation*. Proceedings of geological engineering 2000 conference, Melbourne, pp.1422-1446.
- Marinos, P.; Hoek, E. (2001). *Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch*. Bull. Eng. Geol. Environ., 60, pp. 85-92.
- Marinos, V.; Marinos, P.; Hoek, E. (2005). *The geological strength index: applications and limitations*. Bull. Eng. Geol. Environ., 64, pp. 55-65.
- Mezzomo, E. (2007). *Integração de modelos numéricos para caracterização do arcabouço geológico 3D na porção Centro-Leste da Bacia do Paraná*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 98p.

- Nagalli, A.; Fiori, A. P.; Rostirolla, S. P.; Pierin, A. R. H. (2008). *Utilização de 3D laser scanner para aquisição de dados geológico-estruturais no desenvolvimento de modelo geomecânico - Estudo de caso da Mina Saivá, Paraná*. Anais do 44º Congresso Brasileiro de Geologia, Curitiba.
- Nagalli, A. (2010). *Estabilidade de taludes em rocha com aplicação de escâner a laser – caso da mina Saivá, Rio Branco do Sul, PR*. Tese de doutorado. Programa de pós-graduação em Geologia, UFPR, Curitiba, 142p.
- Pantelidis, L. (2009). *Rock slope stability assessment through rock mass classification systems*. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 46, pp. 315-325.
- Paronuzzi, P.; Serafini, W. (2009). *Stress state analysis of a collapsed overhanging rock slab: A case study*. Engineering Geology, 108, pp. 65-75.
- Pesci, A.; Massimo, F.; Conforti, D.; Loddo, F. (2007). *Integration of ground-based laser scanner and aerial digital photogrammetry for topographic modeling of Vesuvio volcano*. Journal of Volcanology and Geothermal Research, 162, pp. 123-138.
- Priest, S. D.; Hudson, J. A. (1976). *Discontinuity spacing in rock*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr., 13, pp. 135-148.
- Priest, S. D.; Hudson, J. A. (1981). *Estimation of discontinuity spacing and trace length using scanline surveys*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr., 18, pp. 183-197.
- Romana, M. A. (1985). *Geomechanical classification for slopes (SMR). Commission of the European Communities: Course on Slope instability and the other natural hazards*. Valência, pp. 101-123.
- Smith, J. V. (2004). *Determining the size and shape of blocks from linear sampling for geotechnical rock mass classification and assessment*. Journal of Structural Geology, 26, pp. 1317-1339.
- Sturzenegger, M.; Stead, D. (2009). *Close-range terrestrial digital photogrammetry and terrestrial laser scanning for discontinuity characterization on rock cuts*. Engineering Geology, 106, pp. 163-182.
- Singh, S., West, J. (1991). *Cyclone: a laser scanner for mobile robot navigation*. Carnegie Mellon University, Robotics Institute Technical Report, CMU-RI-TR-91, 18p.
- Singh, A. (2004). *FRHI - a system to evaluate and mitigate rockfall hazard in stable rock excavations*. Journal Div. Civ. Eng. Inst. Eng., 85, India, pp. 62-75.
- Sossai, F. J. M. (2006). *Caracterização de rochas para uso na construção civil*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 102p.
- Terzaghi, K. (1946). *Introduction to tunnel geology*. Rock tunneling with steel supports by R. Proctor and T. White, vol. I, Youngstown, Ohio: Youngstown Printing Co., pp. 19-99.
- Yoon, J.; Sagong, M.; Lee, J. S.; Lee, K. (2009). *Feature extraction of a concrete tunnel liner from 3D laser scanning data*. NDT&E International, 42, pp. 97-105.
- Wickham, G. E.; Tiedemann, H. R.; Skinner, E. H. (1972). *Support determinations based on geologic predictions*. Proc. 1st Am. Rapid Excav. and Tunneling Conf., Chicago, pp. 43-64.
- Wickham, G. E.; Tiedemann, H. R.; Skinner, E. H. (1974). *Ground support prediction model, RSR Concept*. Proc. Rapid Excav. Tunneling Conf. AIME., Nova Iorque, pp. 691-707.

# NOTA TÉCNICA





# NOTAS SOBRE A ESTABILIDADE DAS ENCOSTAS NA ESTRADA DA LEBA, NA SERRA DA CHELA

Notes on the slope stability of the Leba Road on the Chela mountain range

Amândio Teixeira-Pinto\*

Manuel J.A. Leal Gomes\*\*

**RESUMO** – Através de exemplos de várias situações de instabilização de taludes e ravinamentos na Estrada da Leba, no Sul de Angola, tenta-se tipificar a natureza e as causas dos acidentes que se verificaram nos meses de Janeiro, Fevereiro e Março de 2011, quando ali ocorreram chuvadas repetidas de elevada intensidade. Estes acidentes são agora mais prováveis no futuro sob condições meteorológicas similares, pelo que se nada for feito para os controlar pode-se estar perante uma situação de destruição progressiva em diversos pontos de uma área crítica de grande extensão desta Estrada, que é um dos marcos mais notáveis e conhecidos da Engenharia em Angola.

**SYNOPSIS** – Several problems of slope stability, soil sliding and other major geotechnical incidents that occurred in Estrada da Leba in Southern Angola during the first 3 months of 2011 are herein commented. The intention of this paper is to typify those incidents as a consequence of the intense rainfall that occurred in that period. Nowadays those problems are more probable in the coming future, even in the case of less intense rainfall, considering the complete wash out of the vegetation and small trees that once protected the slopes. Something must be done to control the area which is large, extended and very critical in some points otherwise we shall assist to the progressive destruction of one of the most remarkable and well known engineering features of Angola.

**PALAVRAS CHAVE** – Estabilidade de taludes, fluxos de solos, escorregamentos, estabilização de taludes, ravinamento.

## 1 – INTRODUÇÃO

De um ponto de vista geológico-geotécnico a Estrada entre o Lubango e o Namibe desenvolve-se em siltitos, argilitos, arenitos e vulcanoclastitos do Grupo Chela e em calcários dolomíticos com estromatólitos na Formação da Leba-Tchamalindi. Mais para Ocidente (na zona da Leba), a via atravessa o complexo xisto-quartzítico, mais antigo que os anteriores, com mais de 2500 milhões de anos, onde afloram enormes batólitos graníticos e granodioríticos correspondentes à orogenia Limpopo-Liberiana, sendo todos estes terrenos Pré-Câmbricos.

Os taludes naturais da Serra da Chela e em particular na zona sobranceira à conhecida descida da Leba apresentam-se com inclinações muito vizinhas dos 45°, o que indicia uma situação quase limite em termos da resistência ao corte dos melhores terrenos. Em certas zonas de fácies mais rochoso, a inclinação vai mesmo muito acima desse valor (até perto dos 90°), apesar do grau de alteração das formações em causa e das condições de instabilidade que daí decorrem. Frequentemente, os solos e o talus cobrem estas vertentes num contraste brusco com a rocha subjacente (basicamente quartzitos muito fissurados), o que faz com que o contacto seja uma zona preferencial de

---

\* Universidade Privada de Angola, Lubango, Angola. E-mail: [ateixeirapinto@gmail.com](mailto:ateixeirapinto@gmail.com)

\*\* Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Vila Real, Portugal. E-mail: [mlgomes@sapo.pt](mailto:mlgomes@sapo.pt)

percolação de águas. A maior parte da região em estudo apresenta, por outro lado, uma grande uniformidade em termos geomorfológicos.

A precariedade da estabilidade destes taludes foi evidenciada em vários locais ao longo do traçado da Leba durante as chuvas intensas que ocorreram nos meses de Janeiro e Fevereiro de 2011, período a que se refere o presente trabalho, quando se verificaram inúmeras instabilizações, quer sob a forma de escorregamentos e queda de blocos, quer mesmo pela ocorrência de graves problemas de fluxos de solos. As linhas de água sofreram ainda profunda agudização do ravinamento, apresentando perfis marcantes de elevada erosão.

No presente trabalho vão referir-se sumariamente algumas dessas situações, tentando compreender a causa das instabilizações e o grau de perigo que representam – face ao risco de perda de vidas, a degradação de uma importante e emblemática via de comunicação do Sul do País e a destruição das condições de estabilidade até então existentes, que embora fossem limitadas estão agora drasticamente alteradas. É preciso tirar daqui as lições devidas para tentar perceber de que modo vai ser necessário agir para controlar o evoluir da situação que pode ser muito desfavorável no futuro imediato. São apontadas algumas soluções para definir um processo tão definitivo quanto possível, de modo a garantir a utilização permanente da via.

## 2 – ESCORREGAMENTOS

Por questões metodológicas abordamos desde logo a problemática dos escorregamentos mais importantes, conforme documentação fotográfica que se apresenta para ilustrar o que se vai expondo.

Como se vê nas Figuras 1 e 2, o escorregamento que consideramos típico envolve uma zona de cobertura arbustiva e arbórea natural na sua quase totalidade, marcada por uma pendente bastante acentuada, e que se encontra subjacente a uma falésia das mais imponentes da Serra da Chela.



**Fig. 1** – Escorregamento.

É visível na Fig. 1 a existência de um muro de espera que se manteve estável durante a ocorrência do fenómeno, mas que não evitou o galgamento. O volume de material em fluxo invadiu a estrada, ravinando com intensidade o talude subjacente a esta, como a Fig. 2 documenta (o ravinamento mais pronunciado situa-se em posição quase central).

Esta mesma conclusão se retira da Fig. 3, que mostra o talude subjacente à estrada.



**Fig. 2** – Escorregamento visto de longe.



**Fig. 3** – Escorregamento da Fig. 1 do outro lado da estrada.

Percebe-se pelo tipo de ravinamento observado, que se verificou o escorregamento de uma massa rochosa alterada e muito fissurada, embebida em solos de alteração que constituíram o veículo fluido de movimentação após a saturação induzida pela precipitação.

A Fig. 1 permite perceber o que se viu francamente na visita ao local: a formação de uma depressão central em V que define muito provavelmente dois planos de diaclasamento concorrentes sobre os quais deslizou, revoltou e em lama, toda a massa sobrejacente que o muro de espera no pé da encosta não conseguiu conter.

Esta massa considerável, depois de galgar a estrada atingiu os mesmos planos de diaclasamento convergentes existentes no talude subjacente, recobertos por terrenos também em estado de pré-escorregamento, provocando um fenómeno em cadeia. A Fig. 3 não mostra toda a extensão do ravinamento resultante, que é de grande expressão.

### 3 – SOLUÇÕES

Coloca-se então agora a questão de saber o que deve ser feito para evitar que o fenómeno se agrave, promovendo o controlo do processo erosivo francamente desencadeado neste episódio. A acção deve ser dirigida especialmente às zonas de ravinamento.

Sendo natural que devido ao tipo de rocha de base, se verifiquem estratificações no diaclasamento, ou seja, que, haja paralelismo nos planos de fractura, a solução que parece mais indicada para controlar o processo consistirá na realização de pregagens perpendiculares aos planos de debilidade, de acordo com uma distribuição não necessariamente muito apertada, mas escolhida após reconhecimento das condições geológicas locais. O acesso ao local limita a envergadura dos equipamentos, no máximo, a ferramentas do tipo supermartelo, que todavia pode realizar furos até 20 m de profundidade com diâmetros de até 3”, estando qualquer destes valores acima do que, em primeira aproximação, se pensa ser suficiente.

Dentro da reserva que este tipo de problemas obviamente coloca, admite-se que não será preciso ir muito além de furos de 2,5” de diâmetro com profundidades da ordem dos 5-6 m, armados com varões de 32 mm de diâmetro devidamente selados com calda de cimento. Esta furação poderia fazer-se alternadamente de cada lado da depressão, a distâncias desfasadas de 2 m. Teríamos assim a zona do leito de escoamento reforçada com armadura o que conteria, ao longo da ravina, a progressão e agravamento das condições desta.

Este tipo de solução poderia servir, como base de partida, para a consolidação de outras zonas onde ocorreram escorregamentos do mesmo tipo e que se verificaram um pouco por toda a Serra da Chela, como se vê na Fig. 4, devendo porém o tratamento ser limitado aos incidentes considerados gravosos para a estabilidade da estrada, por óbvias razões financeiras.



**Fig. 4** – Ravinamentos múltiplos.

Apesar de todos estes cuidados, há que ter em atenção que estas ravinas, agora agravadas, se converteram em canais preferenciais de escoamento das águas, sendo fácil de perceber que algumas de facto já o eram anteriormente. Todavia, agora, após a lavagem provocada pelas escorrências, o processo não só é mais concentrado devido à maior velocidade, como a acção erosiva da água é também muito superior.

A técnica que nos parece aconselhada para ser implementada nas ravinas que possam representar perigo para a estrada, com o objectivo de controlar ou impedir a movimentação de caudais

sólidos, envolve, para além da pregagem já referida, a utilização de gabiões de pedra (que pode ser facilmente recolhida na zona), ancorados ao substrato rochoso por intermédio de varões do mesmo tipo que foi indicado. Esses gabiões formarão pequenas barragens ou travessões de correcção torrencial que vão reter e armazenar no tardo os volumes sólidos arrastados pelas águas. Dado que os gabiões são pela sua própria natureza estruturas auto-drenantes, a água poderá passar sem dificuldade, ficando apenas retido o volume sólido. Nestes depósitos acabará por se desenvolver vegetação com o tempo (em Angola tal não exigirá mais do que dois ou três anos), que não só estabilizará o dito volume sólido como concorrerá para reduzir significativamente a velocidade da água.

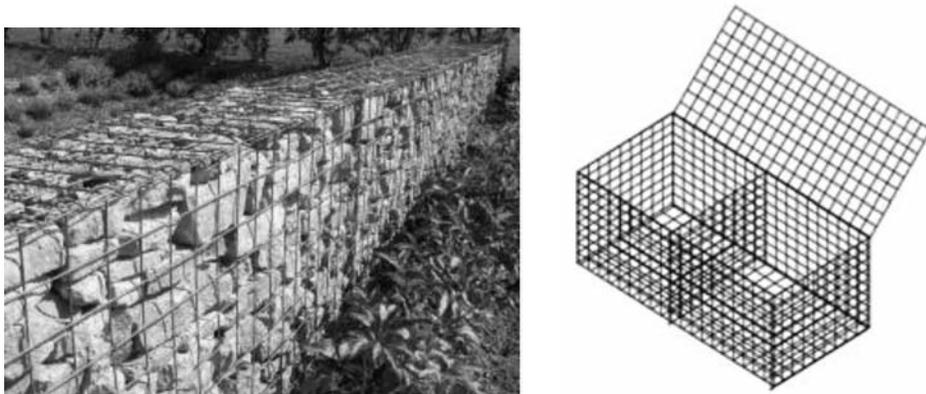


Fig. 5 – Gabiões.

O emprego deste tipo de travessões apresenta várias vantagens. Logo à partida a disponibilidade local de pedra, a matéria-prima básica para encher os caixotes de arame galvanizado. Mas em segundo lugar, e muito importante, a referida capacidade auto-drenante do gabião, o que permite que a água passe, funcionando o gabião como um autêntico filtro que irá reter o volume sólido transportado pelas águas revoltas.

#### 4 – FLUXOS DE SOLOS

Importará agora tecer alguns considerandos sobre a ocorrência de fluxos de solos, para perceber a dimensão e extensão de fenómenos que envolveram muitos milhares de metros cúbicos de sedimentos entre lama e pedras de pequena e grande dimensão.

Tomando como referência o escorregamento e ravinamento associados no episódio documentado na Fig. 1, proceder-se-á, em seguida, à reconstituição do ocorrido, em termos teóricos.

A inclinação da pente local é de cerca de 30 a 35° e o material mobilizado da parte de cima da estrada da ordem dos 800 m<sup>3</sup> pelo menos, tendo rolado cerca de 80 m até galgar o muro de espera. Usando o expediente proposto por Erismann e Abele (2001), para calcular a energia cinética, de considerar a queda livre do material,  $\Delta z$ , vem:

$$v = (2g\Delta z)^{1/2} \quad (1)$$

onde  $v$  é a velocidade da massa em movimento e  $g$  a aceleração da gravidade.

Com  $\Delta z$  sensivelmente entre 40 a 45,9 m, por cálculo trigonométrico para taludes entre 30 a 35°, vem que a velocidade alcançada foi algures entre 28 e 30 m/s, ou seja, ligeiramente superior a 100 km/h. Por aqui se pode apreciar a enorme energia do processo.

Se estendermos estas considerações à parte abaixo da estrada, onde o desnível é da ordem dos 100 m, poderíamos chegar a valores da velocidade acima de 150 km/h, evidenciando bem que a força erosiva da torrente terá sido muito elevada.

Há ainda um factor adicional de preocupação com a possibilidade de desprendimentos de blocos de rocha como os da Fig. 6, fruto da evolução geomorfológica da disjunção paralelipipédica do quartzito, que podem facilmente atingir mais de 40 toneladas, e que caso ocorram na vizinhança do ravinamento podem rolar livremente pela encosta e provocar estragos perfeitamente imprevisíveis até se deterem no pé da encosta ou em plena via rodoviária.



**Fig. 6** – Desprendimento de blocos.

## **5 – INSUFICIÊNCIA DE VAZÃO**

Importará ainda fazer uma análise, não tanto de carácter geotécnico, mas de natureza hidráulica, ao problema das passagens de água inferiores à estrada e que se revelaram na maior parte das vezes insuficientes para dar vazão à torrente de lama, pedras e vegetação afluyente. De facto este caudal misto de água, pedras e vegetação acabou por entulhar quase completamente essas passagens, originando a formação de pequenas barragens, o que obrigou a lama numa primeira fase a acumular-se. Rapidamente porém galgou a estrada, provocando do outro lado desta e face a pendentes já muito acentuadas problemas muito sérios de ravinamento que podem, se não forem controlados, acabar por descalçar a plataforma da via já que são extremas e violentas as actuais condições de escoamento em período de pluviosidade intensa.

A passagem hidráulica (PH) que a Fig. 7 mostra insere-se no atravessamento de uma linha de água cujo aspecto do lado de montante a Fig. 8 não consegue mostrar com toda a dimensão.

A bacia de alimentação desta linha de água desenvolve-se ao longo de uma distância superior a 1,5 km como se pode perceber na imagem pois vai até à base da falésia que se vê em segundo plano, e apresenta um desnível apreciável, que como a figura mostra é capaz de produzir intensa acção erosiva e transporte de sólidos.

É perfeitamente admissível que a secção de vazão da actual PH seja suficiente para escoar o caudal que possa ocorrer ou ser excedido pelo menos uma vez em determinado período de retorno (usualmente de 100 anos), como mandam as boas regras do dimensionamento da drenagem transversal em vias rodoviárias desta importância. Mas o que não foi certamente contabilizado neste tipo



**Fig. 7** – Lado de montante da PH.



**Fig. 8** – Linha de água a montante da PH.

de estrada em zona muito acidentada, foi a possibilidade de ocorrência de arrastamento de volumes sólidos que em valor absoluto podem exceder em muito o volume da própria água.

Tendo em conta as dimensões do canal irregular da linha de água da Fig. 8, a inclinação pronunciada desse canal e as marcas deixadas pela passagem da água, calculou-se, com recurso à Fórmula de Manning-Strickler (Lencastre, 1996):

$$U = K_s \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2} \quad (\text{onde } R \text{ é o raio hidráulico} = S/P) \quad (2)$$

e nas seguintes condições:

S = secção molhada ( $54 \text{ m}^2$ ) e P = perímetro molhado (23,5 m)

L = 15 m (largura média do rasto do canal trapezoidal com espaldas 1:1)

H = 3 m (altura média do escoamento)

$K_s = 25$  (valor típico para ravinas de montanha)

$i = 8 \%$  (inclinação média do canal, valor elevado mas aceitável face à topografia da zona)

para as quais a eq. (2) vem:

$$U = 25 \times (54/23,5)^{2/3} \cdot (0,08)^{1/2} = 12,3 \text{ m/s}$$

o valor do caudal:

$$Q = U.S = 12,3 \times 54 = 665 \text{ m}^3/\text{s}$$

Obviamente que em tais condições a PH é manifestamente insuficiente, como se constata na Fig. 7, que mostra a PH quase totalmente obstruída. A secção de vazão está presentemente reduzida a menos de 25 %.

Além disso verificámos também que algumas das PH se encontram descentradas do eixo da linha de água, circunstância que mais agravou a intensidade, o aparato e os estragos provocados pelo fenómeno.

Como é fácil de perceber uma situação deste tipo, multiplicada várias vezes ao longo da estrada, pois verificou-se em quase todas as PH, teve como consequência o galgamento da estrada com atravessamento de um caudal elevado de lama, blocos de rocha e águas revoltas, impossibilitando completamente a circulação de viaturas na via e colocando em sério perigo as viaturas que eventualmente se encontrassem na zona no momento da ocorrência. Esta situação para além de comportar prejuízos avultados à via, pavimentos, lancis, sinalização vertical e obras de arte, é perfeitamente inaceitável em termos da segurança. Além do mais, como a estrada em perfil longitudinal tem uma pendente acentuada, o escoamento ao longo da via foi certamente aumentando em volume e turbulência, anulando imediatamente qualquer margem de segurança que ainda pudesse subsistir.

Impõe-se por isso o redimensionamento urgente das PH substituindo-as por estruturas de vão único e com 5 a 6 vezes mais capacidade de vazão, de maneira a que possam escoar sem qualquer dificuldade torrentes do tipo das que agora se verificaram e que certamente no futuro próximo voltarão a ocorrer.

## 6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A ocorrência de fortes e repetidas precipitações na zona da Serra da Chela veio mostrar a vulnerabilidade da conhecida Estrada da Leba, que ficou fortemente danificada, obrigando à interrupção do trânsito durante alguns dias.

A dimensão dos problemas de fluxo de solos associados à insuficiência da capacidade de vazão das obras hidráulicas inferiores à via e instaladas no cruzamento desta com as várias linhas de água, deu lugar a um número anormal de episódios de galgamento da estrada por autênticas torrentes de lama e pedra que não só provocaram grandes estragos nas infra-estruturas como poderiam ter causado danos pessoais irreparáveis. O trânsito da via em tais condições é praticamente impossível, sendo extremamente perigoso para quem seja apanhado por fenómenos desta natureza quando se encontre a cruzar a estrada da Leba. Consequentemente é indispensável encontrar formas de garantir o controlo deste tipo de situações debaixo das condições atmosféricas mais adversas de maneira a que o trânsito se processe de forma permanente ainda que com velocidade adequada às exigências da segurança.

As obras hidráulicas de drenagem transversal devem ser redimensionadas e centradas com as linhas de água, aumentando consideravelmente a secção de vazão para permitir a passagem de caudais torrenciais de valor muito superior ao que se pode estimar pelo método tradicional das bacias drenantes. Devem utilizar-se vãos únicos sem obstáculos intermédios, pilares ou divisórias, e atender aos caudais que é possível estimar com base nas informações que se podem colher no terreno e de que foi dado acima um exemplo.

Será necessário, em duas ou três situações que foram detectadas, centrar a passagem com o eixo principal da linha de água.

Paralelamente há toda a conveniência em controlar a ocorrência de caudais sólidos elevados, promovendo a estabilização das ravinas e canais naturais de descarga com recurso a medidas de correcção torrencial. Essas medidas passam por realizar obras de pregagem com varões de aço nas situações que sejam identificadas como críticas e pela construção de travessões em gabiões de pedra com alturas de 2 a 3 metros, destinados a conter e a fixar o volume sólido carregado pelas águas de escorrência superficial.

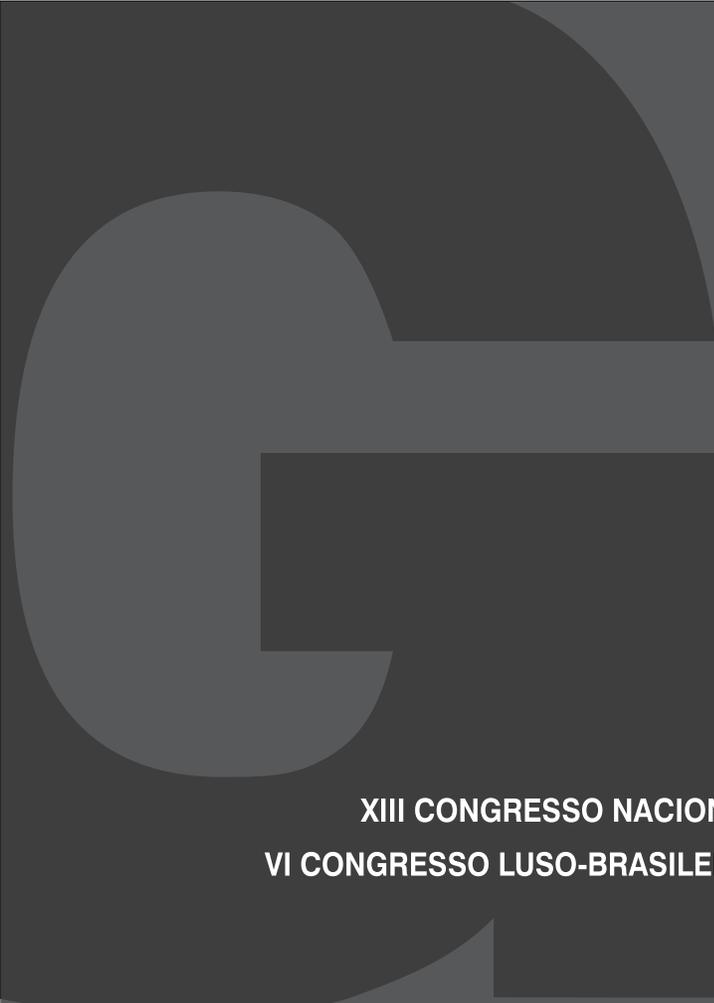
Estas medidas deverão ser acompanhadas e observadas durante um período relativamente longo, para comprovar a sua eficácia. E se tal se justificar poderão ter que ser reforçadas, já que está em causa a estabilidade de uma obra rodoviária fundamental, que deve permitir o trânsito de modo permanente em quaisquer condições climáticas. Está também em causa, a capacidade da Engenharia Civil, designadamente da Angolana, de assegurar e dar resposta aos desafios da Natureza.

## **7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

Erismann, T. H. e Abele, G. (2001). *Dynamics of rockslides and rockfalls*. Springer – Verlag, Berlim.

Lencastre, Armando (1996). *Hidráulica Geral*. Lisboa, Ed. Hidroprojecto.





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



## XIII CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA

LISBOA, PORTUGAL

17 a 20 de Abril de 2012

### OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO

O principal objectivo do congresso é proporcionar a todos os participantes um convívio que estimule uma troca de conhecimentos não só útil como susceptível de tornar bem evidentes os mais recentes progressos no domínio da Geotecnia. O tema do Congresso será «Pensar e Construir com a Natureza. Uma Visão para a Engenharia.»

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

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

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

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

### TEMAS

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

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

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

## VI CONGRESSO LUSO-BRASILEIRO DE GEOTECNIA

LISBOA, PORTUGAL

16 de Abril de 2012

### OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO

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

O tema do Congresso será «Risco e Segurança.»

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

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

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

### TEMAS

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

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

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

### DATAS IMPORTANTES

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

2011/10/15 – Emissão do Segundo Boletim.

2011/12/15 – Envio das comunicações.

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

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

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

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

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

### INSCRIÇÕES

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

**PROFISSIONAIS** Até 2011/12/31 Após 2011/12/31

Sócios SPG ou ABMS<sup>1</sup> €350 €400

Não sócios €450 €500

**ESTUDANTES** Até 2011/12/31 Após 2011/12/31

1.º e 2.º ciclo<sup>2</sup> €50 €75

3.º ciclo €150 €180

<sup>1</sup>Com as quotas de 2011 pagas. <sup>2</sup>Condições especiais para grupos.

### CONTACTOS

A correspondência deve ser dirigida para:

Comissão Organizadora do XIII Congresso Nacional de Geotecnia  
A/C Secretariado do XIII Congresso Nacional de Geotecnia

Morada: Av. do Brasil, 101

1700-066 Lisboa

PORTUGAL

Os contactos para obtenção de informação são os seguintes:

Secretariado do XIII Congresso Nacional de Geotecnia

Tel. +351 21 844 38 59

Fax: + 351 21 844 30 21

E-mail: [spg@sggeotecnia.pt](mailto:spg@sggeotecnia.pt)

Web: [www.13cng.org](http://www.13cng.org)



## 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
- Abastecimento de Água e Saneamento Básico
- Agricultura e Desenvolvimento Rural
- Infra-estruturas Rodoviárias, Ferroviárias e Aeroportuárias
- Qualidade do Ambiente
- Estruturas Geotécnicas
- Sistemas de Informação Geográfica
- Controle de Segurança e Reabilitação de Obras
- Gestão e Fiscalização de Empreendimentos



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

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

**REGIÃO NORTE**  
Rua Mouzinho de Albuquerque, 744, 1.<sup>o</sup>  
4450-203 MATOSINHOS  
Tel.: (351) 229380421  
Fax: (351) 229373648  
E-mail: engico@engico.pt

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

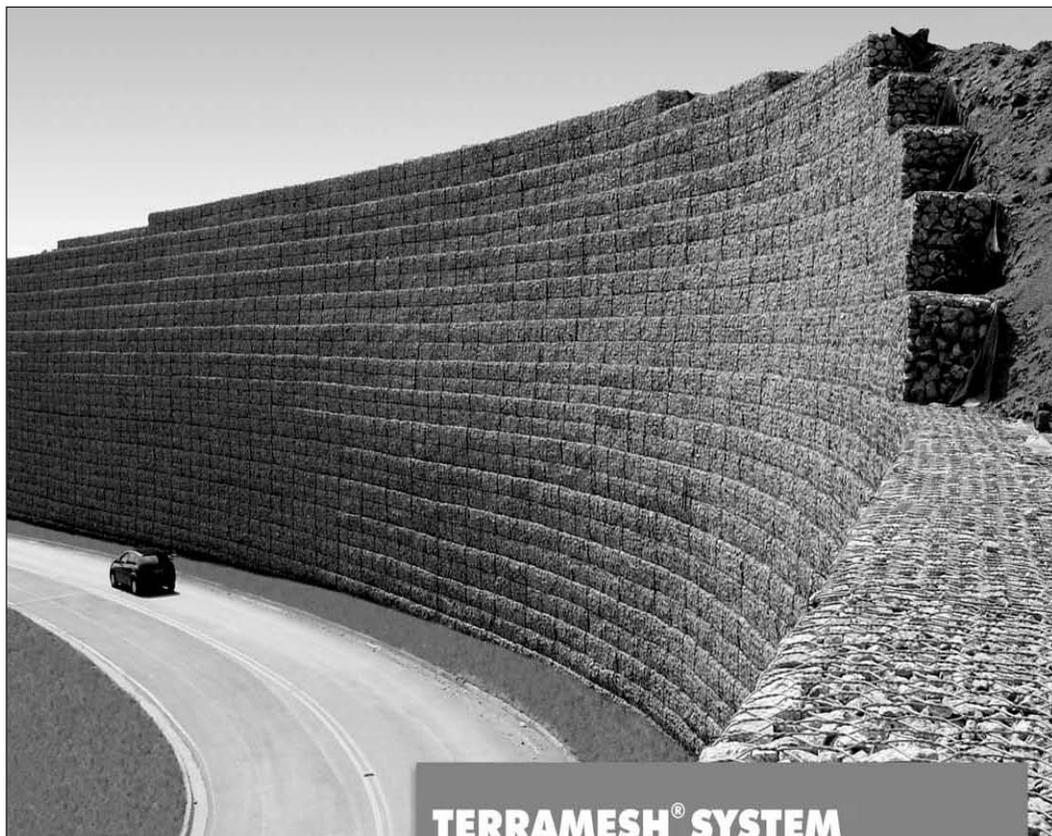
**MOÇAMBIQUE**  
Pestana Rovuma Hotel, Centro de Escritórios.  
Rua da Sé nº114. Piso 3, MAPUTO  
Tel./Fax: (258) 21 328 813  
Cell: (258) 82 409 9605  
E-mail: coba.mz@tdm.co.mz

**ARGÉLIA**  
09, Rue des Frères Hocine  
El Biar - 16606, ARGEL  
Tel.: (213) 21 922802  
Fax: (213) 21 922802  
E-mail: coba.alger@gmail.com

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

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

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



## **TERRAMESH® SYSTEM** **estruturas em solo reforçado**

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

# **MACCAFERRI**

### **BRASIL**

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

### **PORTUGAL**

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



**GEOLOGIA - GEOTECNIA - FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS**



**BARRAGENS DE ATERRO - OBRAS SUBTERRÂNEAS - ESTRUTURAS DE SUPORTE**



**FUNDAÇÕES ESPECIAIS - TRATAMENTO DE TERRENOS - GEOMATERIAIS**

**GRUPO CENOR**

PORTUGAL, ANGOLA, ARGÉLIA, MARROCOS, ROMÉLIA, TIMOR

**CENOR GEO** - Engenharia Geotécnica, Lda.

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

T. +351.218 437 300 F. +351.218 437 301 [cenorgeo@cenor.pt](mailto:cenorgeo@cenor.pt)





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

Certificada ISO 9001 por



# Geocontrole



Parque Oriente, Bloco 4, EN10  
2699-501 Bobadela LRS  
Tel. 21 995 80 00  
Fax. 21 995 80 01  
e.mail: [mail@geocontrole.pt](mailto:mail@geocontrole.pt)  
[www.geocontrole.pt](http://www.geocontrole.pt)

  
**Geocontrole**  
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA



## Engenharia Geotécnica



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

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

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

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

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

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

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

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

**ENSAIOS IN-SITU** *IN-SITU TESTS*

SÍSMICO: Seismic CPT

PIEZOCONE - Cordless CPT system

PALHETA - Electrical field vane apparatus

PRESSIOMÉTRICO - Menard pressuremeter set

DILATOMÉTRICO: Machetti dilatometer



**INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA** *GEOTECHNICAL INSTRUMENTATION*

Estudo

Projeto

Instalação de Instrumentação de auscultação  
(importação direta)

**0800 979 3436**

[www.deltageo.com.br](http://www.deltageo.com.br)

[deltageo@deltageo.com.br](mailto:deltageo@deltageo.com.br)

Phone: +55 11 8133 6030

Skype: lcgarrab

Radio: 55\*7\*58920 Nextel

MSN: lcgarrab@hotmail.com

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



DeltaGeo Multipurpose Site Investigation Rig 20M



Geotécnica 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, Nº136 - 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

[www.teixeiraduarte.pt](http://www.teixeiraduarte.pt)



# In Situ

GEOTECNIA

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

## INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS:

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



## CONTROLE TECNOLÓGICO DE FUNDAÇÕES:

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



## INSTRUMENTAÇÃO DE OBRAS:

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



## LABORATÓRIOS DE SOLOS E PAVIMENTO:

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



# tgeotecnia

na génese da  
construção

dstgroup



## Onde a engenharia começa.

Por detrás de uma grande obra está sempre uma grande empresa.

A tgeotecnia, apresenta-se no mercado nacional e espanhol com um vasto leque de soluções, dotada da mais avançada tecnologia e quadros competentes, indispensáveis à elaboração de estudos, projectos e obras geotécnicas. Actualmente, a tgeotecnia dedica-se a todo o tipo de trabalhos desde a 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

# A Geogrelha certa para cada aplicação



## Fortrac®

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

## HaTelit®

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



## Fornit®

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



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

## Acerte na escolha!

# # HUESKER

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

[www.huesker.com](http://www.huesker.com) - [info@huesker.de](mailto:info@huesker.de) - [huesker@huesker.com.br](mailto:huesker@huesker.com.br)

## INSTRUÇÕES PARA APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS

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

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

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

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

A redacção dos trabalhos deverá respeitar os seguintes pontos:

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

Outras informações e esclarecimentos podem ser pedidos para:

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

- 3     **Editorial**  
*Antônio Silva Cardoso*
- 5     **Influência dos mecanismos de reação nas propriedades físicas e químicas de dois solos tropicais melhorados com cimento e cal**  
*Fernando Henrique Martins Portelinha, Dario Cardoso de Lima, Maurício Paulo Ferreira Fontes, Carlos Alexandre Braz de Carvalho, Rafaela Sena Stehling*
- 31    **O modelo de estado crítico e o solo residual granítico – a influência do BTEX**  
*Luís José Andrade Pais, Luís Manuel Ferreira Gomes*
- 47    **Influência do material plástico mole nos parâmetros de resistência dos resíduos sólidos urbanos “pré-tratados”**  
*Andre Vinicius de Azevedo Borgatto, Cláudio Fernando Mahler, Kai Münnich*
- 57    **Classificação de maciços rochosos a partir de escâner a laser terrestre**  
*André Nagalli, Alberto Pio Fiori*
- NOTA TÉCNICA**
- 81    **Notas sobre a estabilidade das encostas na Estrada da Leba, na Serra da Chela**  
*Amândio Teixeira-Pinto, Manuel J.A. Leal Gomes*