

**106**

**Março  
2006**

# **GEOTECNIA**

**Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia**



**DIRECTOR:**

Luís Leal Lemos, FCTUC

**DIRECTORES ADJUNTOS:**

Nuno Guerra, IST  
Marília Pereira, LNEC

*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.*

**COMISSÃO EDITORIAL PARA O QUADRIÉNIO 2004-2008:**

A. Gomes Coelho, Lisboa	J. de Oliveira Campos, USP, São Paulo
A. Gomes Correia, U. Minho, Guimarães	J. Delgado Rodrigues, LNEC, Lisboa
A. Pinto da Cunha, LNEC, Lisboa	J. Ferreira Lemos, FEUP, Porto
A.J. Correia Mineiro, Lisboa	J. Moura Esteves, Lisboa
Alberto Garrido, TG7, Porto	J. Vieira de Lemos, LNEC, Lisboa
António Cardoso, FEUP, Porto	José Mateus de Brito, Cenorgeo, Lisboa
António Pinelo, IEP, Almada	Luís Ribeiro e Sousa, LNEC, Lisboa
António Veiga Pinto, LNEC, Lisboa	M. Matos Fernandes, FEUP, Porto
C. Dinis da Gama, IST, Lisboa	Maria Lurdes Lopes, FEUP, Porto
Celso Lima, Hidrorumo, Porto	Milton Vargas, Themag, São Paulo
E. Amaral Vargas Jr., PUC-RIO, Rio de Janeiro	Nuno Grossmann, LNEC, Lisboa
E. Maranha das Neves, IST, Lisboa	Pedro Sêco e Pinto, ISSMGE, LNEC, Lisboa
F. Guedes de Melo, Consulgeo, Lisboa	R.F. de Azevedo, UFV, Viçosa
F. Peres Rodrigues, Enarco, Lisboa	Ricardo Oliveira, Coba, Lisboa
Francis Bogossian, Geomecânica, Rio de Janeiro	Rui M. Correia, LNEC, Lisboa
H. Novais Ferreira, LECM, Macau	Silvério Coelho, Teixeira Duarte, Lisboa
J. Barreiros Martins, Braga	Waldemar Hachich, EPUSP, São Paulo
J. Castel-Branco, Lisboa	

**DIRECÇÃO DA SOCIEDADE PORTUGUESA DE GEOTECNIA  
PARA O QUADRIÉNIO 2004-2008:**

**Presidente:** António Gomes Correia, U. Minho, Guimarães  
**Vice-Presidente:** Luís Nolasco Lamas, LNEC, Lisboa  
**Secretário Geral:** António José Roque, LNEC, Lisboa  
**Secretário Adjunto:** Pedro Marques Bernardo, IST, Lisboa  
**Tesoureiro:** José Luís Machado do Vale, Tecnasol, Lisboa

---

**Redacção e Administração:** Sociedade Portuguesa de Geotecnia – Av. do Brasil, 101  
1700-066 Lisboa, Portugal – Telef.: 351-218443321; Fax: 351-218443021

Email: spg@lneec.pt; <http://www.lneec.pt/SPG>

**Subscrição:** assinatura anual (3 números) - 25 €; número avulso: para membros da SPG - 8 €; outros - 16 €

*Distribuição gratuita aos membros da SPG.*

**Execução gráfica:** Impressão na Ponticor

*Edição parcialmente subsidiada pelo LNEC e pela FCT – Fundação da Ciência e Tecnologia.*

ISSN 0379-9522

**Depósito Legal:** 214545/04

- 3 **Editorial**
- 5 **Parâmetros de deformabilidade definidos de ensaios *in situ* “Simples e Robustos” e sua relação com valores “Nobres” de referência em solos saprolíticos de granito**  
António Viana da Fonseca  
José F. Vieira de Sousa  
Cristiana Ferreira
- 23 **A aplicação do GPR na análise de estabilidade de taludes**  
Maria Giovana Parizzi  
Paulo Roberto A. Aranha  
Frederico Garcia Sobreira  
Terezinha Cássia de B. Galvão
- 55 **A experiência de colocação de geomembranas de PEAD em aterros de RSU**  
Maria da Graça Alfaro Lopes
- 75 **Avaliação integrada da infiltração e do escoamento superficial frente a diferentes eventos de chuvas – Bacia Hidrográfica do córrego vaçununga (Luis Antônio – Sp), Brasil**  
Janaina Barrios Palma  
Lázaro Valentin Zuquette
- 97 **Influência da velocidade de carregamento sobre a resistência ao cisalhamento de solos residuais tropicais**  
Heraldo Nunes Pitanga  
Dario Cardoso de Lima  
Cláudio H. de Carvalho Silva  
Carlos A. Braz de Carvalho  
Paulo Sérgio de A. Barbosa
- 107 **Análise dos métodos de controlo de integridade de geomembranas de PEAD usadas em aterros de RSU**  
Maria da Graça Alfaro Lopes
- 133 **Renivelamento do edifício Núncio Malzoni com 2.2° de desaprumo**  
Carlos Eduardo Moreira Maffei  
Heloisa Helena Silva Gonçalves  
Paulo de Mattos Pimenta



## Editorial

---

Uma revista como a Geotecnia faz-se, sobretudo, com base nas contribuições dos autores dos artigos e do interesse dos seus leitores. Mas entre a submissão dos artigos pelos autores e a sua disponibilização aos leitores, com a publicação, há a importantíssima tarefa de revisão. Este trabalho fica a cargo de membros da Comissão Editorial e de outros Colegas que, dela não fazendo parte, aceitam participar num esforço pouco visível mas sem o qual a revista não poderia existir.

É o esforço desses Colegas que a Direcção da Revista pretende, nesta data, agradecer. Assim, para além de membros da Comissão Editorial, participaram na elaboração dos números da Revista Geotecnia do ano de 2005, como Revisores, os seguintes Colegas:

- Alberto S. F. J. Sayão
- António José Roque
- Carlos Manuel Gonçalves Rodrigues
- Fernando Pardo Santayana
- Gabriel Almeida
- Jaime Alberto dos Santos
- João Pedroso de Lima
- Jorge Nuno Almeida e Sousa
- Maria da Graça Alfaro Lopes
- Maria Isabel Moita Pinto
- Sussumo Niyama

A estes Colegas, a Direcção agradece o esforço dispendido, que muito contribuiu para a qualidade dos trabalhos publicados na Geotecnia.

Aproxima-se, por outro lado, o 10.º Congresso Nacional de Geotecnia, organizado pela Sociedade Portuguesa de Geotecnia e sob a presidência do Prof. António Correia Mineiro. O Congresso decorrerá no edifício da Reitoria do Campus de Campolide da Universidade Nova de Lisboa, entre 22 e 25 de Maio, sendo intenção das Direcções da Sociedade e da Revista convidar os autores de alguns trabalhos para prepararem igualmente uma versão para publicação na Revista Geotecnia.

Convida-se, finalmente, os Colegas que participam em trabalhos de investigação e (ou) da prática profissional no âmbito da Geotecnia a redigirem e submeterem à revista os trabalhos que considerem de interesse para a comunidade geotécnica de língua portuguesa, por forma a que esta possa lucrar da sua experiência e resultados.

*Luís Leal Lemos*  
DIRECTOR DA REVISTA GEOTECNIA



# PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE DEFINIDOS DE ENSAIOS *IN SITU* “SIMPLES E ROBUSTOS” E SUA RELAÇÃO COM VALORES “NOBRES” DE REFERÊNCIA EM SOLOS SAPROLÍTICOS DE GRANITO

Stiffness parameters defined from “rough” *in situ* tests in relation to “noble” reference values on saprolitic soils from granite

António Viana da Fonseca\*

José F. Vieira de Sousa\*\*

Cristiana Ferreira\*\*\*

**RESUMO** – A estrutura cimentada e a “fábrica” dos solos residuais de granito tem uma forte influência no seu comportamento geomecânico. Alguns perfis típicos da área metropolitana do Porto foram intensamente estudados, incluindo campanhas exaustivas de ensaios *in situ*, tais como SPT, CPT, DP, PMT, SBPT, CH (ensaios sísmicos) e PLT (com diferentes áreas de carga). A identificação das propriedades de deformabilidade para o dimensionamento de obras geotécnicas a partir desses ensaios de campo é fortemente dependente de vários factores, dos quais o nível de deformação será abordado neste artigo. As particularidades estruturais destes solos residuais têm influência na sua tipologia comportamental comandada por uma lei constitutiva de singular não-linearidade. Os módulos de deformabilidade derivados de ensaios simples e robustos (tais como o SPT, CPT, DP ou inclusive o PMT) serão comparados com valores de referência determinados directamente em ensaios sísmicos (como o CH) ou em ensaios de carga (como o PLT) que, por serem directamente avaliados, os apelidaremos de “nobres”. Serão ainda situados nos níveis correspondentes de tensão-deformação e aferidos a partir de ensaios triaxiais em laboratório sobre amostras indeformadas de grande qualidade.

**SYNOPSIS** – The bonded structure and fabric of residual saprolitic soils from granite has significant influence on their geomechanical behaviour. Typical profiles of Porto urban area have been intensely studied, with extensive *in situ* testing which included SPT, CPT, DP, PMT, CH (seismic tests) and PLT (under different loading areas). The identification of stiffness properties for geotechnical design based on such field testing methods is much dependent on several factors, from which the strain level will be focused in this paper. The structural particularities of these residual soils influence their pattern of non-linear constitutive behaviour. Deformability moduli derived from robust but relatively “rough” tests (such as SPT, CPT, DP or even PMT) are compared with reference values taken from seismic survey (CH) and load tests (such as PLT) and are situated in the corresponding stress-strain levels defined from laboratory triaxial tests over high quality undisturbed samples.

---

\* Doutor em Engenharia Civil, Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto; e-mail: viana@fe.up.pt

\*\* Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Laboratório Regional de Engenharia Civil da Madeira; e-mail: fvieira@lrec.pt

\*\*\* Doutoranda em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto; e-mail: cristiana@fe.up.pt

## 1 – INTRODUÇÃO

Os solos residuais saprolíticos de granito constituem o principal ambiente geotécnico para o projecto de fundações, estruturas de contenção periférica e obras subterrâneas, no Noroeste de Portugal, em particular nas suas áreas metropolitanas e urbanas.

A sua estrutura cimentada e a fábrica influenciam o seu comportamento "geotécnico", particularmente na vertente da deformabilidade, frequentemente estimada a partir de ensaios *in situ* enquadrados em reconhecimentos convencionais compatíveis com a prática da construção.

Alguns campos experimentais foram seleccionados na região, por forma a estabelecer correlações fundamentais entre parâmetros obtidos nos diferentes ensaios, tais como as resistências obtidas nos ensaios de penetração ou os dados obtidos com o pressiómetro de Ménard com ênfase para os módulos de deformabilidade. Mais recentemente, o recurso aos ensaios sísmicos *in situ*, para a avaliação das velocidades de corte e de compressão, veio permitir a obtenção de valores de referência mais precisos para a rigidez. Algumas destas campanhas incluíram também ensaios de carga em sapata protótipo ou em placas com diferentes diâmetros, assim como ensaios de laboratório em amostras de grande qualidade (Ferreira et al., 2004), tendo por objectivo a previsão de assentamentos em fundações, através de modelos mais ou menos complexos. A comparação entre módulos derivados é muito relevante, tendo como objectivo obter confiança nas premissas de projecto, principalmente em condições de serviço.

Como é referido por vários autores (síntese de alguns dos mais relevantes trabalhos em Tatsuoka et al., 1997), os ensaios de carga *in situ* são recomendados nos casos em que a perturbação das amostras, no acto de recolha, possa influenciar os resultados dos ensaios laboratoriais. Tani (1995) apresenta diferentes níveis de aproximação para tratamento desta questão da parametrização para o projecto geotécnico:

- O recurso a parâmetros de projecto através de relações empíricas com as propriedades índice; o que acontece quando se utilizam, de uma forma empírica, os resultados dos ensaios de penetração (SPT e CPT) e ainda dilatómetros intrusivos (como o DMT) para derivar o módulo de Young;
- A rigidez média deduzida por análise linear, dependente das deformações ( $\epsilon$ ,  $\gamma$ ) "características" envolvidas; estas deformações são, obviamente, diferentes em ensaios pressiométricos, PMT (deformação da cavidade nas paredes do furo) e em ensaios de carga em placa, PLT (relação assentamento/diâmetro:  $s/D_{PLT}$ );
- A relação não-linear tensão-deformação interpretada através da análise da não-linearidade dos resultados dos ensaios (o pressiómetro auto-perfurador pode ser interpretado a este nível); o valor inicial deve, no entanto, ser determinado por meio de ondas sísmicas.

## 2 – OS PRIMEIROS CAMPOS EXPERIMENTAIS

### 2.1 – Descrição sumária dos campos experimentais

O primeiro local intensamente estudado envolveu uma área de aproximadamente 50x30m<sup>2</sup>, situado na zona de implantação do Hospital Pedro Hispano em Matosinhos. Este campo experimental apresenta um perfil de solo residual com predominância de um horizonte saprolítico com um grau de alteração homogéneo e com espessura de 6m. Isto foi revelado através de uma campanha inicial, na qual se executaram furos de sondagem com recolha de amostras e ensaios dinâmicos (SPT e



DP). A geomecânica deste solo é descrita em detalhe noutros trabalhos (Viana da Fonseca et al., 1997, 1998; Viana da Fonseca, 2001, 2003).

O segundo campo experimental localiza-se também nos arredores do Porto, nas instalações do CICCOPN, na Maia, envolvendo o mesmo complexo granítico do campo experimental anterior. A caracterização geomecânica deste local foi conduzida recorrendo a um vasto conjunto de técnicas experimentais. Inicialmente foram realizados ensaios dinâmicos contínuos super pesados (DPSH), cone penetrometro estático (CPT), ensaios Screw-Plate (SP), dilatómetro de Marchetti (DMT) e pressiómetro de Ménard (PMT), para além de ensaios de laboratório para avaliação das propriedades físicas e mecânicas. Posteriormente foi realizada uma campanha experimental mais exaustiva, com ensaios sísmicos Cross-Hole (CH) e ensaios de carga em placa (PLT) com placas de diferentes dimensões.

## 2.2 – O primeiro campo experimental - Hospital de Matosinhos

### 2.2.1 – Caracterização sumária

A caracterização do solo saprolítico permitiu constatar uma boa homogeneidade em termos da distribuição granulométrica e dos limites de Atterberg, tratando-se de solos bem graduados e classificados como SM (areia siltosa) ou SM-SL (areia silto-argilosa), de acordo com a classificação para fins de engenharia da ASTM. Os índices de vazios variam entre 0,60 e 0,85 e os teores em água entre 15 e 20%. O arranjo natural das partículas é caracterizado pela existência de vazios numa estrutura aberta e de baixa compacidade.

### 2.2.2 – Rigidez derivada dos ensaios de penetração *in situ* com base na primeira campanha

A primeira campanha compreendeu os seguintes ensaios *in situ*: 46 SPT, 3 DPSH, 15 PDL (na literatura anglo-saxónica, DPL), 9 CPT, 7 ensaios de carga (3 PLT com 30cm; 3 PLT com 60cm e 1 ensaio de carga com uma sapata em tamanho real com 120cm de diâmetro), 5 PMT, 12 DMT, 4 SBPT e 32 CH. A Figura 1 apresenta a variação em profundidade de dois parâmetros obtidos nos ensaios, designadamente, a resistência de ponta,  $q_c$ , do CPT, e o módulo de distorção máximo,  $G_0$ , do ensaio sísmico CH.

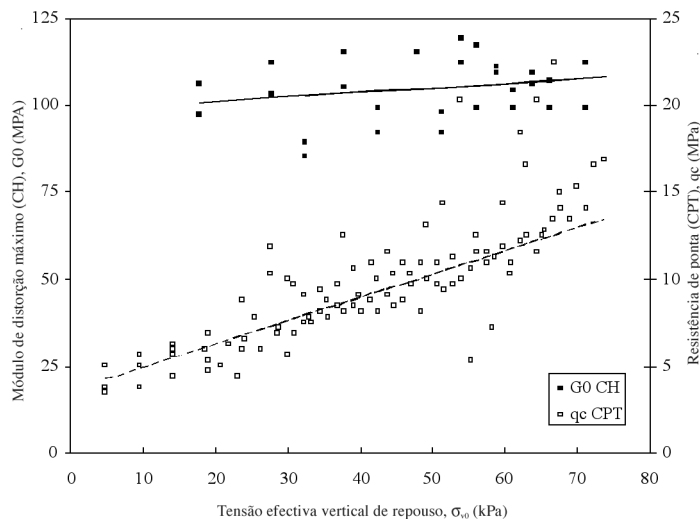


Fig. 1 – Resultados de ensaios *in situ*: CPT e CH em profundidade (variação com  $\sigma'_{v0}$ )

As correlações entre  $N_{SPT}$  obtidos (cuja gama de valores foi de 8 a 37 pancadas) e a rigidez são muito sensíveis a diferentes factores, mas a relação entre parâmetros de ensaios de penetração e o módulo de distorção máximo ( $G_0$ ) é relativamente independente de factores erróneos, tais como os efeitos de escala, a não-linearidade, etc. (Jamiolkowski *et al.*, 1988).

Com base nos resultados experimentais, obteve-se a seguinte correlação linear:

$$G_0 \text{ (MPa)} = 98 + 0,42 \cdot N_{60} \quad (1)$$

O crescimento de  $G_0$  com a tensão efectiva média ( $\sigma'_{m0}$ ) é muito baixo quando comparado com outros parâmetros, tais como  $N_{60}$ , conduzindo a correlações entre  $G_0$  e  $N_{60}$ , para valores de  $\sigma'_{m0}$  correntes em fundações superficiais, que subestimam fortemente a rigidez elástica deste tipo de solos (Stroud, 1988).

Algumas correlações empíricas entre o módulo de Young e  $N_{60}$  (mesma gama de  $N_{SPT}$ ) foram deduzidas. Para essa interpretação foram cruzados os resultados dos ensaios de carga em placa, PLT, com os valores de  $N_{60}$  dos ensaios de penetração SPT obtidos na zona de maior influência para o cálculo dos assentamentos. Para as condições de serviço ( $q_s/q_{ult} \cong 10\text{-}20\%$ ), obteve-se a seguinte relação média entre o módulo de Young secante e o valor de  $N_{60}$  do SPT:

$$E \text{ (MPa)} / N_{60} \cong 1 \quad (2)$$

Esta relação é similar à proposta por Stroud (1988) para solos normalmente consolidados, para níveis de tensão semelhantes.

Foram também realizados ensaios de penetração dinâmica, de acordo com duas das energias padrão normalizadas pela ISSMFE (1989) - super pesada, DPSH, e leve, PDL ou DPL - e constantes no EC7 - Part 3 (1997). Constatou-se uma variação dos parâmetros do DPSH com a profundidade menos pronunciada do que as variações de  $N_{SPT}$  e  $q_c$  (CPT). Por outro lado, os resultados dos ensaios PDL executados paralelamente aos ensaios CPT e SPT, e interpretados em termos de resistências dinâmicas em unidades de pressão ( $q_d$ ), são muito similares aos valores de  $q_c$ . Embora esta tendência se tenha verificado a nível regional, em areias e em solos saprolíticos de granito, deve ser assumida com alguma reserva.

Os resultados do CPT (Figura 1) denotam um crescimento aproximadamente linear de  $q_c$  com  $\sigma'_{v0}$  (e com a profundidade). O gráfico de classificação proposto por Robertson (1990) identifica este material como cimentado, alterado e de elevada rigidez natural, com uma granulometria típica de areias ou de misturas silto-arenosas. Apesar destes sinais, as amostras indeformadas exibiram valores baixos de compacidade.

Para a avaliação da rigidez, foram correlacionados os valores de  $q_c$  com  $G_0$ , verificando-se novamente um baixo grau de dependência entre estes parâmetros. Os resultados obtidos foram comparados com a proposta de Robertson (1991) para solos transportados com diferentes graus de sobreconsolidação, OCR (Viana da Fonseca *et al.*, 1998). Os valores medidos de  $G_0$  são claramente mais altos do que os obtidos pelas correlações propostas por esses autores, revelando valores mais elevados da razão entre os parâmetros da rigidez elástica em relação aos parâmetros obtidos nos ensaios de penetração.

As correlações entre  $q_c$  e o módulo de Young, estabelecido para diferentes níveis de tensão-deformação através de ensaios triaxiais drenados de consolidação isotrópica e anisotrópica (CID e CAD) com instrumentação local (interna), confirmam a muito forte influência da não-linearidade nas relações  $E/q_c$ , assim como, de uma forma particular, desta variação quando comparada com as bem conhecidas propostas para solos transportados.

Na vizinhança dos ensaios de penetração foram realizados ensaios de carga, com placas e numa fundação protótipo, com o objectivo de deduzir valores de cálculo para o módulo de Young que permitissem uma boa estimativa dos assentamentos. Os resultados encontram-se apresentados e discutidos noutros trabalhos (Viana da Fonseca, 2001 e 2003). As principais conclusões de projecto, para os métodos mais comuns, foram as seguintes: o método de Burland e Burbidge (1985), baseado nos resultados dos ensaios SPT, conduz a uma sobreestimação dos assentamentos de 2 a 3 vezes, ao passo que a aplicação do método de Schmertmann et al. (1978) permite reproduzir com considerável rigor os assentamentos da fundação quando se consideram valores de  $\alpha = E/q_c$  entre 4,0 e 4,5. Ambos os métodos enquadram este solo saprolítico nos solos granulares cimentados ou sobreconsolidados.

### 2.2.3 – Parâmetros derivados de ensaios pressiométricos e dilatométricos

Os ensaios pressiométricos são muito úteis para a avaliação directa da rigidez dos solos. Minimizando a perturbação na inserção da célula, o pressiómetro autoperfurador (SBPT) permite uma interpretação teórica rigorosa dos resultados, criando as condições ideais para a avaliação da tensão geostática horizontal.

Uma análise sistemática dos resultados do PMT (pressiómetro de Ménard, com pré-furação) e do SBPT (utilizando um equipamento tipo “Camkometer” do LNEC) revelam que a avaliação da “rigidez distorcional” é especialmente adequada pelo recurso a este último ensaio (SBPT). A aproximação usual tem por base os ciclos de descarga-recarga,  $G_{ur}$ , mas este é também muito dependente de outros factores como a dilatância, por sua vez directamente associada ao ciclo de descarga-recarga adoptado. Desde que o sistema de medição seja capaz de vencer as “limitações” das medições das deformações e capaz de implementar curtos, mas sistemáticos, ciclos de descarga-recarga, os efeitos da dilatância são minimizados e a consequente indução de trabalho na histerese é muito pequena. O valor de  $G_{ur}$  representa a rigidez distorcional drenada a um nível de deformação intermédio ( $10^{-4} \leq \gamma \leq 10^{-3}$ ), sendo supostamente insensível à perturbação do solo causada pela inserção da sonda.

Estas questões foram analisadas tendo por base os resultados dos ensaios PMT e SBPT, tendo-se concluído que, mesmo quando se aplicam ciclos de descarga-recarga, não é possível obter precisão suficiente no PMT para vencer as limitações associadas ao sistema de leitura das deformações, revelando fortes deficiências para a caracterização da rigidez. As suas limitações também são bastante claras nas relações entre módulos pseudo-elásticos *versus* módulos virgem, com  $E_{pmur}/E_{pm}$ , tendencialmente mais baixa ( $\approx 2$ ) que o expectável para a relação  $E_0/E_{pm}$  ( $\approx 18-20$ ), sendo  $E_0$  determinado a partir da velocidade das ondas de corte,  $G_0$  avaliado em função de  $V_s$ , obtido nos ensaios sísmicos Cross-Hole (e considerando o coeficiente de Poisson de 0,26 - Viana da Fonseca, 1996). Tal disparidade prova que, afinal, o processo de pré-furação no PMT induz perturbações importantes. O ensaio SBPT, em contraponto, revela valores derivados de rigidez que contribuíram para um bom conhecimento das propriedades destes solos (Viana da Fonseca et al., 1998). Tendo em conta estas considerações, os resultados do SBPT permitiram obter uma razão entre  $G_0$  e  $G_{ur}$  que variou entre 2,6 e 3,0, para os mesmos níveis de tensão envolvidos. Estes valores são substancialmente inferiores ao valor da razão ( $\approx 10$ ) referido por Tatsuoka e Shibuya (1992) em solos residuais graníticos japoneses.

Por outro lado, o modelo não-linear de Akino - citado pelos autores anteriores - desenvolvido para uma grande gama de tipos de solos, incluindo solos residuais, é expresso, no caso presente, simplesmente por:

$$E_{sec} = E_0, \quad \varepsilon \leq 10^{-4} \quad (3)$$

$$E_{sec} = E_0 \cdot (\varepsilon/10^{-4})^{0,55}, \quad \varepsilon \geq 10^{-4} \quad (4)$$

Substituindo os valores de  $E_{ur}$ , obtidos pelos ciclos de descarga - recarga dos ensaios SBPT, na expressão anterior, este módulo corresponde a valores secantes para deformações de corte próximas de  $6 \times 10^{-4}$ , o que está de acordo com as tendências apresentadas noutros trabalhos (Viana da Fonseca, 2003).

O ensaio com o Dilatómetro de Marchetti (DMT) permite a caracterização da rigidez dos solos por forma a poder estimar os assentamentos de fundações superficiais, através de correlações entre o módulo  $E_{DMT}$  e  $G_0$  ou  $E_{s10\%}$ . As seguintes correlações, para a gama de tensões expressas na Figura 1, foram obtidas (Viana da Fonseca, 1996):

$$G_0 / E_{DMT} \cong 16,7 - 16,3 \cdot \log_{10} (p_{0N}) \quad (5)$$

$$E_{s10\%} / E_{DMT} \cong 2,25 - 2,21 \cdot \log_{10} (p_{0N}) \quad (6)$$

sendo:

$$p_{0N} = \frac{P_{0DMT}}{\sqrt{\sigma'_{v0} \times p_a}}, \text{ com } p_a = 1 \text{ kPa} \quad (7)$$

Estes resultados estão situados entre as leis que definem os solos transportados normalmente consolidados (NC) e sobreconsolidados (OC).

#### 2.2.4 – Rigidez máxima obtida nos ensaios sísmicos Cross-Hole

Os resultados dos ensaios sísmicos entre furos de sondagem Cross-Hole (ou CH) são muito homogéneos e revelam um muito ligeiro crescimento de  $G_0$  com a profundidade. Em Viana da Fonseca et al. (1998) os valores obtidos, então relatados, tiveram a seguinte tradução:

$$G_0 = 65 \cdot \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \cdot (p'_{0} \cdot 10^3)^{0,07}, G_0 \text{ em MPa e } p'_{0} \text{ em kPa} \quad (8)$$

É possível observar que o valor da constante ( $A = 65$ ) para a expressão do módulo de distorção máximo é muito superior ao correspondente para solos arenosos transportados (Seed et al., 1984) bem como ao de solos naturais aluvionares cimentados (Ishihara, 1982), enquanto que o factor ( $m = 0,07$ ) de dependência com a tensão em repouso é substancialmente mais baixo que os das propostas referidas. Reinterpretando os mesmos valores (gama já indicada), através das correlações directas entre  $G_0$  e  $N_{60}$  (Stroud, 1988), obteve-se a seguinte expressão:

$$G_0 \text{ (MPa)} = 57 \cdot N_{60}^{0,2} \quad (9)$$

com evidente dependência de  $G_0$  e  $N_{60}$  com  $\sigma'_{v0}$ , o que explica a reformulação da correlação.

#### 2.2.5 – Parâmetros de rigidez obtidos nos ensaios de carga (ensaios PLT e sapata protótipo)

A interpretação do ensaio realizado à escala real (fundação de betão armado circular com 1,20m de diâmetro) e de dois outros ensaios com placas de menores diâmetros (0,30m e 0,60m) foi realizada, considerando, numa primeira aproximação, a rigidez constante em profundidade (Viana da Fonseca, 1996). O Quadro 1 resume os valores dos módulos de Young do solo, para diferentes escalões de carga, obtidos por retro-análise dos resultados do ensaio com a fundação protótipo.

Foi assumida a existência de uma camada linear elástica com módulo constante sobrejacente a uma base rígida, a 6,0m de profundidade. O carregamento na superfície foi assumido como uma fundação infinitamente rígida.

A observação do Quadro 1 confirma a tendência para o crescimento dos valores retro-analisados do módulo de Young com a área de carga. Assim, a primeira conclusão a tirar é de que um cres-

**Quadro 1** – Módulo de Young secante,  $E_s$  (MPa), dos ensaios de carga para diversos níveis de serviço.

Ensaio de carga	Critérios de Serviço			
	$q^{(*)}$ ( $s/B = 0,75\%$ )	$q/q_{rot}^{(**)}$ ( $F_S = 10$ )	$q/q_{rot}$ ( $F_S = 4$ )	$q/q_{rot}$ ( $F_S = 2$ )
Fundação	17,3	20,7	16,0	11,0
Placa (60)	11,9	11,2	12,5	12,7
Placa (30)	6,7	6,9	5,9	5,7

(\*) Este critério deformacional ( $\approx 1\%$ ) é definido em Décourt (1992), como sendo representativo do largo espectro de tensões aconselháveis (admissíveis) em bons comportamentos em serviço.

(\*\*) Correspondendo a uma pressão admissível para um estado limite de serviço “pseudo-elástico” (a partir do qual se gera um claro aumento dos tempos de estabilização nos escalões de carga).

cimento da rigidez com a profundidade é expectável e tem óbvia correspondência com os resultados obtidos nos ensaios *in situ* de penetração (Figura 1). Assumindo condições de elasticidade, é possível avaliar a posição do chamado centro de assentamento,  $z_f$ . Para fundações circulares, a posição depende da variação do módulo de Young em profundidade e do diâmetro da fundação,  $B$ . Para o presente caso, é esperado que  $z_f \approx B$  (Viana da Fonseca e Cardoso, 1999).

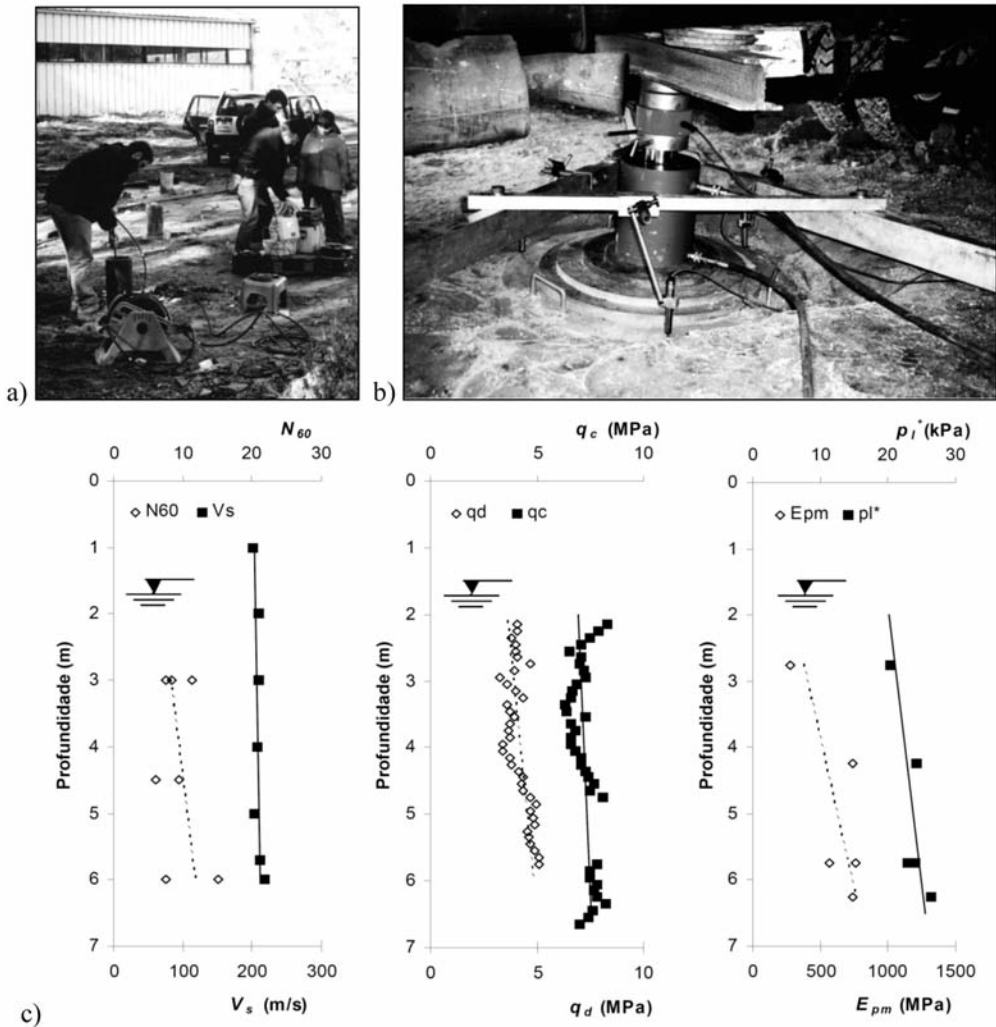
É interessante referir que, considerando os resultados dos ensaios triaxiais  $CK_0D$  sobre amostras indeformadas de “boa qualidade” (Ferreira et al., 2004), realizados com a tensão vertical efectiva de consolidação correspondente a uma profundidade similar ao diâmetro da fundação, ou seja em condições  $K_0$ , o módulo de Young tangente para o início do corte,  $E_{tk0}$ , deve ser multiplicado por um factor de “não representatividade da amostragem” ( $G_0/G_{el}$ ). Através desta correcção, os valores obtidos fornecem uma boa previsão dos assentamentos para condições típicas de serviço (este princípio correctivo encontra-se minuciosamente exposto em Viana da Fonseca et al., 1997). Por isso, a aplicação de uma metodologia de projecto que corrija os valores do módulo de deformação obtido nos ensaios triaxiais por factores referenciados com os ensaios de campo (por exemplo, através de ensaios sísmicos Cross-Hole) deve ser contemplado.

### 2.3 – O segundo campo experimental: abordagem a um novo perfil residual

#### 2.3.1 – Descrição do trabalho experimental realizado

Como referido acima, os maciços terrosos do segundo campo experimental foram exaustivamente investigados e os solos geotecnicamente caracterizados. O local, situado nos terremos do CICCOPN, na Maia, é dominado pelo mesmo complexo granítico da área metropolitana do Porto e revela um perfil alterado mais representativo, com destaque para um horizonte saprolítico, da classe de alteração W5, segundo a classificação ISRM de 1981 (pormenores em Vieira de Sousa, 2002). O local foi caracterizado com recurso aos seguintes ensaios: SPT, CPT, DP (DPSH e DPL - ISSMFE, 1989), SP, DMT e PMT. Os solos foram ainda caracterizados por um número significativo de ensaios em laboratório, incluindo ensaios triaxiais em amostras de muito boa qualidade (Ferreira et al., 2004). As correlações entre os parâmetros derivados dos ensaios estão apresentados em Viana da Fonseca et al. (2001), com o propósito de gerar parâmetros para o projecto de fundações. Todavia, a qualidade dos ensaios de laboratório não foi totalmente controlada pelo facto de não existirem regras sistemáticas para avaliar a qualidade destas amostras (Ferreira, 2003 e Ferreira et al., 2004). Em Viana da Fonseca et al. (1997) discute-se a relevância da diferença nos valores do módulo elástico obtido *in situ* através de ensaios Cross-Hole e em ensaios triaxiais, em níveis de pequena deformação (possíveis porque realizados com instrumentação local).

Recentemente foi realizada, no âmbito de trabalhos de teses de mestrado (Vieira de Sousa, 2002 e Ferreira, 2003) uma nova campanha experimental conduzida com o objectivo de estudar as características de rigidez, recorrendo a diferentes tecnologias de ensaio *in situ*, assim como a ensaios de laboratório sobre amostras de alta qualidade (o controlo da amostragem e os resultados foram apresentados nomeadamente em Ferreira et al., 2004). Alguns ensaios foram desenvolvidos numa área muito limitada, com o objectivo de correlacionar os valores do módulo de Young drenado,  $E$ , derivado dos ensaios SPT, CPT, DPL, PMT, e determinados em ensaios triaxiais, para um determinado leque de níveis de tensão-deformação, com os considerados de referência: os valores dinâmicos obtidos com técnicas de transmissão directa de ondas de corte ( $V_s$ ) entre furos (Cross-Hole). Os principais resultados estão resumidos na apresentação gráfica da variação destes parâmetros em profundidade da Figura 2c.



**Fig. 2** – Ilustração do 2.º campo experimental (Maia): a) furos de sondagens que permitiram amostragem e, após selados com tubos PVC, ensaios sísmicos CH; b) ensaios PLT; c) resultados dos ensaios *in situ*:

$$V_{sCH}, N_{60SPT}, q_{cCPT}, q_{dDPL}, E_{pm} \text{ e } p_{l^*PMT}$$

### 2.3.2 – Propriedades de rigidez derivadas dos resultados dos ensaios

Dos resultados apresentados, pode assumir-se uma razoável homogeneidade da variação de rigidez em profundidade, embora isto não aconteça, da mesma forma, com alguns parâmetros derivados ou directamente determinados:

- Os valores das velocidades de ondas de corte, determinados em ensaios CH, são praticamente constantes em profundidade, de forma similar à resistência de ponta dos ensaios CPT e DPL.
- Os valores do  $N_{SPT}$  são ligeiramente crescentes com a profundidade, em concordância com os resultados dos ensaios com o pressiómetro de Ménard (PMT).

Esta diferença não será relevada, já que pode ser explicada pela natural variabilidade do maço. As amostras recolhidas a diferentes profundidades permitiram constatar alguns horizontes com matrizes mais caulinizadas do que outros. Uma presença clara desta dispersão foi identificada: enquanto que um horizonte a 2-3 metros de profundidade apresenta uma matriz relativamente fina, aos 3,5-5,0m encontra-se um granito grosseiro alterado, evoluindo para uma zona - tipo bolsa - particularmente caulinizada, entre os 5,0-6,5 metros de profundidade. As percentagens de finos são significativas (cerca de 40%) em amostras recolhidas entre os 2,0-2,5m e os 5,5-6,0m, enquanto que as amostras recolhidas num horizonte intermédio ( $\cong$  4,0m) são mais grosseiras, com cerca de 25% de finos. As variações dos processos de alteração reflectem-se nestes sinais. Todos os horizontes foram, contudo, considerados da classe de alteração W5, sendo a sua análise textural e estrutural boa prova disso.

Os ensaios de laboratório sobre amostras indeformadas foram conduzidos por forma a caracterizar a “lei constitutiva” destes solos (através da dedução de um modelo de resposta tensão-deformação), bem como para a avaliação comparativa das velocidades das ondas sísmicas de corte em provetes triaxiais, reconsolidadas para as condições de tensão em repouso, com aquelas medidas *in situ* nos ensaios CH. Foram utilizados transdutores piezoeléctricos de compressão (*extender elements*) para as ondas P e de flexão (*bender elements*) para as ondas S (Viana da Fonseca e Ferreira, 2002; Ferreira, 2003). Os valores de rigidez obtidos nestes ensaios seguiram a tendência dos ensaios *in situ*, com uma notável indexação. O valor do coeficiente de Poisson adoptado foi de 0,26, que foi o valor médio obtido por Viana da Fonseca (1996), em vários ciclos de descarga e recarga de muito pequena amplitude (“elásticos”).

Assim, é possível concluir que:

- O módulo de Young elástico é praticamente constante com a tensão de confinamento, não apenas os deduzidos dos valores das velocidades das ondas sísmicas de corte mas também os determinados através de instrumentação interna em pequenos ciclos de descarga-recarga; este padrão segue o modelo de variação de  $V_s$  em profundidade, obtido nos ensaios *in situ* CH;
- O módulo de Young tangente inicial, inferido de uma aproximação hiperbólica, cresce com a tensão de confinamento (logo com a profundidade); tal é também verdade para o módulo de descarga-recarga, em ciclos intermédios; esta forte dependência com a tensão de confinamento está de acordo com o crescimento observado no módulo pressiométrico em profundidade;  $E_{pm}$  é claramente um módulo secante, estando, por isso certamente mais próximo do conceito destes módulos tangentes hiperbólicos, histeréticos em ciclos de descarga-recarga.

O Quadro 2 resume alguns valores representativos deduzidos dos ensaios triaxiais, sobre amostras de boa qualidade (Viana da Fonseca e Ferreira, 2002). Os valores  $E_{el}$ ,  $E_{ur}$  e  $E_{ti}$  são muito sensíveis ao ajuste dos dados e por isso devem ser considerados com reservas. De qualquer modo,

a tendência é notória: existe uma sensibilidade marcante entre a gama de tensões-deformações adoptada no cálculo do módulo de deformabilidade e os valores obtidos.

**Quadro 2** – Módulos de deformabilidade  $E$  (MPa) deduzidos de ensaios triaxiais em amostras de boa qualidade

Profundidade (m)	$E_{0(BE)}$	$E_{el}$	$E_{ur}$	$E_{ti}$
2	134,11	80,07	65,48	41,48
4	117,11	103,29	78,17	53,77
6	113,08	123,74	88,65	64,64

$E_0$ : “elástico” (inferido das velocidades das ondas sísmicas de corte - *bender elements*, BE)

$E_{el}$ : “pseudo-elástico”, da aproximação linear na fase de recarga de um ciclo intermédio de descarga-recarga;

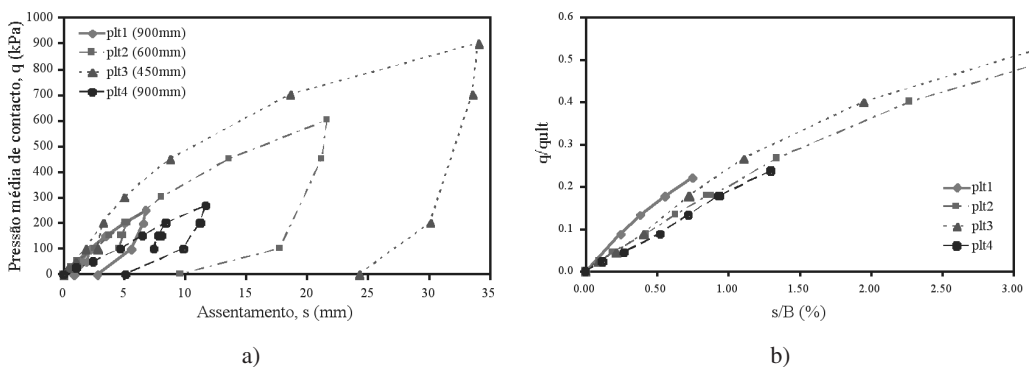
$E_{ur}$ : “descarga-recarga”, entre vértices do ciclo (estes ciclos manifestam alguma histerese);

$E_{ti}$ : módulo tangente (inicial da modelação) hiperbólica e para ajuste na gama das pequenas deformações (ver Viana da Fonseca e Almeida e Sousa, 2002).

### 2.3.3 – Rigidez deduzida dos ensaios de carga em placa

A execução de mais do que um ensaio de carga em placa faculta a elaboração de uma análise integrada das diferentes respostas, possibilitando o estudo da importância da relação “rigidez-profundidade de influência” (Viana da Fonseca e Cardoso, 1999).

Alguns ensaios de carga em placa foram realizados numa plataforma, previamente preparada, para permitir o contacto com o solo residual (a uma profundidade próxima dos 1,5-2,0m) e as placas de diferentes diâmetros (45, 60 e 90cm) foram carregadas com o objectivo de avaliar a influência da variação da rigidez em profundidade, controlando-se, por essa via, uma dedução consubstanciada do módulo de deformabilidade de cálculo. Na Figura 3a são apresentadas as curvas obtidas, de uma forma directa. Na Figura 3b os mesmos resultados dos ensaios são apresentados numa escala normalizada, isto é, a razão entre a pressão de contacto em cada escalão sobre a carga última (como definida pelo conjunto dos resultados) *versus* o assentamento relativo (ou seja, a sua razão com o diâmetro da placa).



**Fig. 3** – Curva pressão-assentamento dos ensaios PLT: a) directa; b) representação normalizada.

Um primeiro comentário deve ser feito em relação ao facto da representação normalizada parecer associar dois pares dos ensaios: PLT1 e PLT3, por um lado, e PLT2 e PLT4, por outro. Isto está de acordo com os ensaios de penetração, DPL, que foram realizados nas proximidades de cada



ensaio PLT, e que permitiram denotar alguma distinção entre estas duas zonas. Todavia, não se incorrerá num erro significativo, se se associarem todos os ensaios, com o objectivo de correlacionar alguns parâmetros de rigidez.

No Quadro 3 inclui-se o módulo de deformabilidade do solo, obtido para diferentes escalões de carga, por retroanálise dos ensaios de carga em placa (utilizando as formulações da Teoria da Elasticidade). Nestes cálculos foi assumida uma camada linear elástica com módulo de deformabilidade constante e a existência de uma fronteira rígida a uma profundidade onde não haja interferência das deformações induzidas. A superfície de contacto foi assumida rígida, dada a geometria em cone das placas usadas e apostas umas sobre as outras. Deve ser notado que o segundo valor apresentado no quadro corresponde aproximadamente à tensão admissível, de acordo com o critério de Décourt (1992) para solos residuais. Existe uma razoável constância nos valores de  $E$ , o que é típico nestes solos onde o carregamento desenvolve uma deformação por punçoamento. A relação entre os módulos de descarga-recarga e secante ( $E_{ur}/E_s$ ) para baixos níveis de deformação (aqueles expressos no quadro correspondendo a  $s/B=0,1\%$  ou  $F_s=q/q_{ur}=10$ ) varia entre 3 e 6, com uma média próxima de 5, evidenciando claramente o comportamento inelástico deste solo nos estágios iniciais de carregamento da placa.

**Quadro 3** – Módulos de deformabilidade secante,  $E_s$ , e de descarga-recarga,  $E_{ur}$ , dos ensaios PLT em diferentes níveis de tensão (em MPa)

Placa (D)	Critério				
	<i>s/B = 0,1%</i> <sup>1</sup>	<i>s/B = 1%</i> <sup>2</sup>	<i>F<sub>s</sub> = 10</i>	<i>F<sub>s</sub> = 5</i>	Descarga-recarga
900mm	34,73	23,24	29,36	24,46	106,93
600mm	19,81	14,73	15,94	17,00	73,66
450mm	20,06	20,07	22,59	25,07	69,06
900mm	15,64	15,57	14,94	15,22	100,44

<sup>1</sup>o valor em itálico não foi claramente definido devido à flutuação inicial.

<sup>2</sup>aproximadamente correspondente à pressão admissível para projecto em estado limite de utilização.

### 3 – PARÂMETROS DE RIGIDEZ: MEDIÇÕES DIRECTAS E VALORES DERIVADOS

#### 3.1 – Posição relativa dos resultados dos ensaios *in situ* na lei tensão-deformação não linear

A maioria das “boas” correlações empíricas entre os parâmetros de resistência (como as resistências à penetração em ensaios SPT e CPT) e o módulo de distorção máximo, na gama das pequenas deformações, foram estabelecidas, e o seu sucesso deve-se em boa medida ao facto do  $G_0$  ser um parâmetro muito estável, envolvendo factores como a história de tensões e a fábrica do solo, entre outros (ver Schnaid et al. 2004). Isto permite avaliar, de uma forma mais fácil e compreensiva, a variação espacial das propriedades dos solos com menos factores imponderáveis. De qualquer maneira, dada a sua natureza puramente empírica, estas correlações não podem ser aplicadas, sem suscitar dúvidas, a solos diferentes daqueles que estiveram na sua origem.

Alguns comentários podem ser feitos em relação aos valores dos módulos obtidos nos ensaios *in situ*, que implicam aplicação de cargas. É hoje comumente aceite que o pressiómetro de Ménard mede um módulo (o módulo “equivalente”,  $E_{pm}$ ) que se situa claramente ao nível das médias a grandes deformações. Este módulo é, de facto, um módulo tangente, já que este é determi-

nado entre dois estágios de tensão, no meio de uma solicitação. Esta reflexão encontra-se muito bem sistematizada em trabalhos recentes do LCPC, onde o conhecimento da curva completa, relacionando os valores secantes de  $E$  (ou  $G$ ) e a amplitude das deformações ( $\epsilon$  ou  $\gamma$ ), obtidos em ensaios triaxiais de alta qualidade, permitiram determinar a posição relativa do módulo pressiométrico. Publicações recentes, como Gambin et al. (2002) e Gomes Correia et al. (2004a e b), situam o módulo clássico,  $E_{pm}$  em gamas próximas de 1% da deformação média. Já o módulo de descarga e recarga ( $E_{pmur}$ ) situa-se em gamas próximas de 0,1% (Schnaid et al., 2004).

Por outro lado, os ensaios de carga em placa são interpretados com o objectivo de definir um módulo de deformabilidade secante, já que a sua determinação se faz em referência à origem. Os modelos mais actuais, baseados nos parâmetros dos ensaios PLT, têm provado que os níveis de deformação obtidos em pequenos ciclos de descarga-recarga (também estes “tangentes”) são da ordem dos 0,1% (Gomes Correia et al., 2004a). Não existe um fundamento racional para esta relação, sendo apenas o resultado dos dados acumulados.

É também muito interessante constatar que existe uma boa aproximação na tendência e forma das curvas de pressão *versus* assentamento normalizado ( $s/D$ ) nos ensaios PLT e as curvas tensão-deformação nos ensaios triaxiais. Gomes Correia et al. (2004b) apresentam resultados de simulações numéricas de ensaios PLT com base em modelo constitutivo não linear, em que os valores dos assentamentos normalizado ( $s/D$ ) e as deformações triaxiais ponderadas se relacionam por um factor de 0,5.

### 3.2 – Correlações e “razões” entre módulos obtidos em ensaios sobre solos residuais de granito

A determinação das razões entre distintos valores do módulo de deformabilidade (Young) inferidos das investigações realizadas tem o interesse de fornecer um enquadramento dos dados obtidos por diferentes técnicas e condições de ensaio aos projectistas geotécnicos, que os deverão utilizar em cada projecto específico tendo em conta os níveis de deformação que se esperam para as obras em questão.

Com os dados disponíveis das campanhas experimentais atrás descritas, foram estabelecidas algumas correlações interessantes. Estas relações estão expressas resumidamente nos Quadros 4 e 5, sendo de salientar que os valores do módulo de Young foram determinados directamente, sem tratamento analítico especial, ou mesmo, considerando hipóteses semi-empíricas mais alargadas. Foram consideradas razões constantes, simplesmente assumidas como tal, para a utilização dos parâmetros do SPT (DP) ou CPT, na derivação do módulo de Young. Os valores relativos dos módulos estão expressas nos Quadros 4 e 5, sendo possível compará-las com outras desenvolvidas para solos transportados.

No que diz respeito à posição relativa dos valores deduzidos dos ensaios triaxiais, realizados sobre amostras indeformadas, os dados podem ser também resumidos pelas mesmas relações, como se apresenta no Quadro 6. Mais pormenores podem ser encontrados em Viana da Fonseca e Ferreira (2002).

**Quadro 4** – Razões entre módulos de Young obtidos em ensaios CH e em ensaios PLT e PMT.

$\frac{E_0 (CH)}{E_{s\ 1\%} (PLT)}$	$\frac{E_0 (CH)}{E_{ur} (PLT)}$	$\frac{E_0 (CH)}{E_{pm} (PMT)}$
$\cong 8 - 15$	$\cong 2 - 3$	$\cong 20 - 30$

**Quadro 5** – Razões médias entre módulos de Young obtidos em ensaios CH e parâmetros de ensaios *in situ* “robustos”.

$\frac{E_0 (CH)}{N_{60} (SPT)}$	$\frac{E_0 (CH)}{q_c (CPT)}$	$\frac{E_0 (CH)}{q_d (DPL)}$	$\frac{E_0 (CH)}{p_1 (PMT)}$
≅ 10 MPa	≅ 30	≅ 50	≅ 8

**Quadro 6** – Razões entre os módulos de Young obtidos em ensaios CH e em ensaios triaxiais.

$\frac{E_0 (CH)}{E_0 (BE)_{ix}}$	$\frac{E_0 (CH)}{E_{el} (LI)_{ix}}$	$\frac{E_0 (CH)}{E_{ur} (LI)_{ix}}$	$\frac{E_0 (CH)}{E_{ii} (LI)_{ix}}$
≅ 2,0	≅ 2,4	≅ 3,1	≅ 4,5

Ensaio triaxiais (tx): valores decorrentes das velocidades das ondas sísmicas determinadas com recurso a *bender elements* (BE) e módulos pseudo-elásticos, dos ramos rectilíneos dos ciclos (el), ou entre vértices da laçada de histerese desses mesmos ciclos de descarga-recarga (ur), e secante para 10% da rotura ( $s_{10\%}$ ), utilizando instrumentação local (LI).

#### 4 – CONCLUSÕES

A caracterização geotécnica de dois maciços típicos dos solos residuais (saprolíticos) de granito do Norte de Portugal, baseada em campanhas extensivas de prospecção e de ensaios *in situ* e em laboratório, permitiu a discussão de algumas particularidades, com a finalidade de derivar parâmetros de deformabilidade para o projecto geotécnico. Particular realce foi dado às implicações do comportamento constitutivo não-linear e às hipóteses admitidas na definição dos consequentes valores derivados de projecto.

Reconhecendo a importância das correlações entre os resultados de diferentes ensaios *in situ* para o projecto geotécnico, foram apresentadas algumas contribuições sobre os níveis de deformação associados aos módulos de deformabilidade, para boa manipulação dos referidos resultados. De facto, foram apresentadas algumas propostas para as razões entre módulos de deformabilidade determinados directamente, na sequência da derivação de alguns valores específicos. A posição relativa particular de cada determinação da rigidez foi sendo discutida, mostrando ter uma influência assinalável nos valores finais.

#### 5 – AGRADECIMENTOS

Este trabalho integrou-se no projecto de investigação POCTI/ECM/33796/2000 “*Management of sampling quality on residual soils and soft clayey soils. Comparative analysis of in situ and laboratory seismic wave velocities*”, apoiado e financiado pela FCT - Fundação para a Ciência e a Tecnologia. Os autores agradecem o apoio técnico e logístico do CICCOPN, Mota-Engil e Jaime Ribeiro & Filhos e as facilidades concedidas pelo LREC-Madeira.

#### 6 – REFERÊNCIAS

- Burland, J. B. e Burbidge, M. C. (1985). *Settlement of foundations on sand and gravel*. Proc. Inst. of Civil Eng. 78. London: Thomas Telford, pp. 1325-1381.
- Décourt, L. (1992). *SPT in non classical material*. 'Applicability of Classical Soil Mechanics Principles in Structured Soils', Proc. US/Brazil Workshop, Belo Horizonte, Univ. Fed. Viçosa, MG, Brazil, pp. 67-100.

- EC7 – Part 3 (1997). *Eurocode 7: Geotechnical design – Part 3: Design Assisted by field testing*. prENV 1997-3: 1997 (draft). CEN, Bruxelas.
- Ferreira, C. (2003). Implementação e aplicação de transdutores piezoelétricos na determinação de velocidades de ondas sísmicas em provetes. Avaliação da qualidade de amostragem em solos residuais. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a obtenção do grau de Mestre, FEUP.
- Ferreira, C.; Mendonça A. A. e Viana da Fonseca, A. (2004). *Avaliação da qualidade de amostragem em campos experimentais de solos residuais de granito do Porto*. Actas do 9º Congresso Nacional de Geotecnia, Aveiro. Vol. 1, pp.27-38. SPG, Lisboa.
- Gambin, M.; Gomes Correia, A. e Antão, A. (2002). *Validité de la mesure du module dans le domaine des petits aux moyennes déformation par essais de chargement in-situ gravel*. Paramètres de calcul géotechnique. Press l'ÉNPC/LCPC. Paris, pp. 49-59.
- Gomes Correia, A. G.; Viana da Fonseca, A. e Gambin, M. (2004a). *Routine and advanced analysis of mechanical in-situ tests*. Geotechnical and Geophysical Site Characterization – Proc. ISC'2, Porto. Keynote-Lecture, Vol. 1, pp.75-95. Viana da Fonseca & Mayne (Eds). Millpress, Rotterdam.
- Gomes Correia, A. G.; Antão, A. e Gambin, M. (2004b). *Using a non linear constitutive law to compare Menard PMT and PLT E-moduli*. Geotechnical and Geophysical Site Characterization – Proc. ISC'2, Porto. Theme 4, Vol. 1, pp.927-933. Viana da Fonseca & Mayne (Eds). Millpress, Rotterdam.
- Ishihara, K. (1982). Evaluation of soil properties for use in earthquake response analysis. *Proceedings of the International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Zurich*, pp. 237-259.
- ISSMFE (1989). *Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils - TC 16 with Reference Test Procedures, CPT - SPT - DP - WST*. Swedish Geotechnical Society. S.Geot. Inst. Information 7. Estocolmo.
- Jamiolkowski, M. ; Ghionna, V. N., Lancellota, R. e Pasqualini, E. (1998). *New correlations of penetration tests for design practice*. Proc. ISOPT-1, Orlando, I. Ed. De Ruiter. Rotterdam: Balkema, pp. 263-296.
- Robertson, P. K. (1990). *Soil classification using the cone penetration test*. Canadian Geot. J. 27: pp.151-158.
- Robertson, P. K. (1991). *Estimation of foundation settlements in sand from CPT*. Proc. Geot. Special Pub. 27, II. New York: ASCE, pp. 764-778.
- Schmertmann, J. H.; Hartman, J. P. e Brown, P. R. (1978). *Improved strain influence factor diagram*. Technical Note, J. Geot. Eng. Div., Vol. 104, GT8, pp. 1131-1135. ASCE, New York.
- Schnaid, F.; Lehane, B. M. e Fahey M. (2004). *In situ test characterisation of unusual geomaterials*. Geotechnical and Geophysical Site Characterization – Proc. ISC'2, Porto. Keynote Lect., Vol. 1, pp.49-74. Viana da Fonseca & Mayne (Eds). Millpress, Rotterdam.
- Seed, H. B.; Wong, R. T.; Idriss, I. M. e Tokimatsu, K. (1984). *Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils*. Earthquake Engineering Research Centre, Report N° VCB/EERC - 84/14, University of California, Berkeley.

- Stroud, M.A. (1988). *The standard penetration test - its application and interpretation*. Proc. Geot. Conf. Pen. Testing in U.K., Birmingham, London: Thomas Telford, pp. 24-49.
- Tani, K. (1995). *Measurement of shear deformation of geomaterials - Field test*. General report. IS Hokkaido' 94, Vol. 2, pp 1115-1131.
- Tatsuoka, F.; Jardine, R. J., Lo Presti, D.; Di Benedetto, H. e Kodaka, T. (1997). *Characterising the pre-failure deformation properties of geomaterials*. XIV<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Hamburg, Germany, Vol. 4, pp. 2169-2164.
- Tatsuoka, F. e Shibuya, S. (1992). *Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests*. Proc. 9th Asian Reg. CSMFE, Bangkok, 2. Rotterdam: Balkema, pp. 101-170.
- Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios de dimensionamento de fundações directas*. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Univ. Porto para a obtenção do grau de doutor em Engenharia Civil.
- Viana da Fonseca, A. (2001). "Load Tests on residual soil and settlement prediction on shallow foundation". J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE. Vol.127, N°10. New York, pp.869-883.
- Viana da Fonseca, A. (2003). *Characterising and deriving engineering properties of a saprolitic soil from granite, in Porto*. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils. Cap. do Vol.2, 1341-1378. Ed. Tan, Phoon, Hight, Leroueil, Swets & Zeitlinger, Lisse.
- Viana da Fonseca, A. e Almeida e Sousa, J. (2002). *Hyperbolic model parameters for FEM analysis of a footing load test on a residual soil from granite*. International Symposium PARAM 2002: Identification and determination of soil and rock parameters for geotechnical design. Ed.J-P.Magnan, Presses L'ENPC Vol. 1, pp 429-443. LCPC, Paris.
- Viana da Fonseca, A.; Matos Fernandes, M. e Cardoso, A. S. (1997). *Interpretation of a footing load test on a saprolitic soil from granite*. Géotechnique, 47, N° 3, pp. 633-651.
- Viana da Fonseca, A.; Matos Fernandes, M. e Cardoso, A. S. (1998). *Characterization of a saprolitic soil from Porto granite by in situ testing*, First Int. Conf. on Site Characterization - ISC'98. Atlanta, 2. Rotterdam: Balkema, pp. 1381-1388.
- Viana da Fonseca, A. & Cardoso, A. S. (1999). *Elastic analysis of surface load tests on a saprolitic soil from granite*. Proc. XI Pan-american Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Foz do Iguassu, Brasil. ABMS, SAMS, SPG.
- Viana da Fonseca, A.; Sousa, J.F.V. e Cruz, N. (2001). *Correlations between SPT, CPT, DPL, PMT, DMT, CH, SP and PLT Tests Results on Typical Profiles of Saprolitic Soils from Granite*. Proc. Int. Conf. In Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories. Parayangan Catholic Univ., Bali.
- Viana da Fonseca, A. e Ferreira, C. (2002). *Aplicação da técnica de bender elements para avaliação da qualidade de amostragem em solos residuais*. Actas do XII COBRAMSEG, Vol.1, ABMS, São Paulo, Brasil, pp.187-199.
- Vieira de Sousa, J. F. (2002). *Modelação de ensaios de carga considerando a variação da rigidez dos solos em profundidade. Parametrisação recorrente de ensaios complementares in situ e em laboratório*. Dissertação apresentada à Universidade do Porto para a obtenção do grau de Mestre.

## Simbologia

- $A$  – constante;
- $B$  – menor dimensão de uma fundação superficial (sapata);
- $CH$  – ensaio sísmico entre furos ou “Cross-Hole”;
- $CAD$  – ensaio triaxial drenado com consolidação anisotrópica;
- $CK_0D$  – ensaio triaxial drenado com consolidação segundo  $K_0$ ;
- $CID$  – ensaio triaxial drenado com consolidação isotrópica;
- $CPT$  – ensaio com o cone penetrómetro estático (cone holandês);
- $D$  – diâmetro de uma placa ou sapata circular;
- $DMT$  – ensaio com o dilatómetro de Marchetti;
- $DP$  – ensaios com penetrómetros dinâmicos ou “Dynamic Probing”;
- $DPL, DPM, DPH, DPSH$  – ensaios com penetrómetros dinâmicos ligeiro, médio, pesado e super-pesado (ISSMFE);
- $D_{PLT}$  – diâmetro da placa do ensaio PLT;
- $e$  – índice de vazios;
- $E$  – módulo de deformabilidade ou módulo de Young;
- $E_0$  – módulo de deformabilidade determinado a partir do módulo de distorção máximo  $G_0$ ;
- $E_{el}$  – módulo “pseudo-elástico” (definido nos ramos rectilíneos de recarga em ciclos intermédios de descarga e recarga em ensaios triaxiais);
- $E_{DMT}$  – módulo pressiométrico do ensaio DMT;
- $E_i$  – módulo de deformabilidade inicial;
- $E_{pm}$  – módulo pressiométrico do ensaio PMT;
- $E_{pmur}$  – módulo pressiométrico de descarga-recarga do ensaio PMT;
- $E_s$  – módulo de deformabilidade secante;
- $E_{sec}$  – módulo de deformabilidade secante;
- $E_{s10\%}$  – módulo de deformabilidade secante para uma deformação de 10%;
- $E_t$  – módulo de deformabilidade tangente;
- $E_{ti}$  – módulo de deformabilidade tangente inicial;
- $E_{tk0}$  – módulo de deformabilidade tangente, no início do corte, após consolidação a  $K_0$ ;
- $E_{ur}$  – módulo de descarga e recarga (definido entre vértices de histerese dos ciclos intermédios de descarga e recarga em ensaios triaxiais ou de carga em placa);
- $F_s$  – factor de segurança;
- $G_0$  – módulo de distorção máximo;
- $G_{el}$  – módulo de distorção elástico;
- $G_{ur}$  – módulo de distorção de descarga e recarga;

<i>i</i>	– índice;
ISRM	– International Society of Rock Mechanics;
ISSMFE	– International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering;
$K_0$	– coeficiente de impulso em repouso;
<i>L</i>	– comprimento de uma fundação superficial (sapata);
LCPC	– Laboratoire Central des Ponts et Chaussées;
<i>m</i>	– expoente; factor de dependência do módulo de distorção máximo $G_0$ com a tensão efectiva média de repouso $p'_0$ ;
$N_{60}$	– $N_{SPT}$ corrigido em relação à energia de referência do ensaio SPT (60% de energia teórica);
$N_{SPT}$	– número de pancadas na segunda fase do ensaio SPT;
OCR	– grau de sobreconsolidação;
<i>p</i>	– pressão; tensão média ou octaédrica em termos de tensões totais;
$p'$	– tensão média ou octaédrica em termos de tensões efectivas;
$p'_0$	– tensão efectiva média de repouso ou de consolidação;
$p_{ODMY}$	– pressão de início de carga ou de ajuste dilatométrica - “lift-off”;
$p_{ON}$	– tensão média de repouso ou de consolidação normalizada;
$p_a$	– pressão atmosférica (101,3 kPa);
PDL	– ensaio de penetração dinâmica ligeiro (também referido como DPL);
$p_l$	– pressão limite do PMT;
$p_{l*}$	– pressão limite efectiva do PMT ( $p_l - \sigma_{h0}$ );
PLT	– ensaio de carga em placa;
PMT	– ensaio com o pressiómetro de Ménard;
<i>q</i>	– tensão aplicada; tensão de desvio ( $\sigma_1 - \sigma_3$ );
$q_0$	– tensão de desvio em repouso ou no início de um ensaio triaxial;
$q_c$	– resistência de ponta no ensaio CPT;
$q_d$	– resistência de ponta no ensaios DP;
$q_f$	– tensão de desvio de rotura;
$q_{rot}$	– carga de rotura deduzida da curva de um ensaio triaxial;
$q_s$	– tensão aplicada de serviço;
$q_{ult}$	– capacidade de carga última de uma fundação;
<i>s</i>	– assentamento (considerado na vertical);
SBPT	– ensaio com o pressiómetro autoperfurador;
SP	– ensaio de carga em placa em profundidade ou “Screw Plate”
SPT	– ensaio de penetração standard, com amostrador de Terzaghi;
<i>t</i>	– tempo;

- $V_s$  – velocidade das ondas sísmicas de corte;
- $z_I$  – profundidade do centro de assentamento;
- $\alpha$  – razão entre o módulo de deformabilidade  $E$  e a resistência de ponta no ensaio CPT  $q_c$ ;
- $\gamma$  – distorção ou deformação de corte;
- $\varepsilon$  – extensão;
- $\sigma'_{m0}$  – tensão média ou octaédrica inicial;
- $\sigma'_{v0}$  – tensão vertical efectiva de repouso;



# A APLICAÇÃO DO GPR NA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES

The application of GPR in the slope stability analysis

Maria Giovana Parizzi\*

Paulo Roberto Antunes Aranha\*

Frederico Garcia Sobreira\*\*

Terezinha Cássia de Brito Galvão\*\*\*

**RESUMO** – Este trabalho demonstra a aplicabilidade do GPR (Radar de Penetração no Solo) no estudo de estabilidade de três taludes urbanos, localizados na região metropolitana de Belo Horizonte, Brazil. Os taludes foram denominados de Patagônia, Planetóides e Rio Acima, e são constituídos, respectivamente, por filito, depósitos de tálus, e xisto. A cada período chuvoso, todos sofrem sucessivos escorregamentos, responsáveis por graves danos materiais. O uso do GPR permitiu a identificação de estruturas em subsuperfície, tanto dos maciços rochosos quanto dos maciços de solo, e possibilitou a execução da análise das rupturas dos taludes. No Talude Patagônia, os perfis de geofísica possibilitaram a detecção da profundidade e geometria da superfície de ruptura planar do último escorregamento ocorrido no maciço de filito. No Talude Planetóides, foi possível detectar a espessura do depósito de tálus que repousa sobre um maciço de filito, e também a presença de mais de uma superfície de ruptura circular. No Talude Rio Acima, a investigação geofísica possibilitou a detecção da disposição e intensidade das fraturas e da xistosidade em profundidade, condicionantes de rupturas planares no maciço de xisto. A análise dos dados do GPR, juntamente com outros métodos geotécnicos tradicionais de análise de estabilidade, permitiu a identificação dos condicionantes e mecanismos de ruptura dos taludes, comprovando ser a técnica de grande utilidade em análises de estabilidade.

**ABSTRACT** – This study shows the applicability of the GPR (Ground Penetrating Radar) in the stability analysis of three urban slopes, located in the metropolitan region of Belo Horizonte, Brazil. The slopes were named Patagônia, Planetóides, and Rio Acima, and are composed, respectively, of phyllites, talus, and schist. During rainy seasons, successive landslides occur at these slopes, causing casualties. The use of the GPR made possible to identify deeper structures and layers of the soil and rock masses, and also to analyse the slope failure mechanisms. At the Patagônia Slope, the geophysic profiles led to the detection of the depth and geometry of the failure surface of the last planar slide that occurred in the phyllite rock mass. At the Planetóides Slope, it was possible to detect the talus depth that rests on a phyllite rock mass, and also the presence of more than one rotational failure surface. At the Rio Acima Slope, the GPR investigation led to the identification of deeper discontinuities and the schistosity, which are responsible for planar failures. The analysis of the GPR data, together with other traditional slope stability analyses, allowed the identification of the triggering factors and landslide mechanisms that act in the slopes. This study proves that the use of the GPR plays an important part in the slope stability analyses.

**PALAVRAS CHAVE** – geofísica, GPR, escorregamentos, análise de estabilidade.

---

\* Departamento de Geologia – Universidade Federal de Minas Gerais – giece@uai.com.br

\*\* Departamento de Geologia – Universidade Federal de Ouro Preto

\*\*\* Departamento de Geotecnica e Transportes – Universidade Federal de Minas Gerais

## 1 – INTRODUÇÃO

No município de Belo Horizonte e arredores, os escorregamentos têm sido freqüentes, havendo, nos últimos anos, uma média de 300 ocorrências, geralmente com graves conseqüências. Cada vez mais, torna-se necessário o desenvolvimento de planos preventivos de defesa civil, e o uso de técnicas de engenharia adequadas. Para isso, é fundamental realizar investigações sobre os tipos de mecanismos de ruptura existentes na região. Os métodos utilizados em análises de estabilidades de taludes são numerosos, e a escolha daqueles mais adequados para cada caso depende, basicamente, das características gerais dos taludes escolhidos, e das facilidades ou dificuldades para a aplicação de determinados procedimentos.

Este trabalho apresenta a análise de estabilidade de três taludes instáveis, localizados em diferentes locais na região metropolitana de Belo Horizonte. Os taludes, denominados de Patagônia, Planetóides e Rio Acima, são constituídos, respectivamente, por filito, depósito de tálus, e xisto. Os métodos aplicados na investigação dos taludes envolveram desde as tradicionais análises geológicas e geotécnicas dos terrenos até prospecções geofísicas através do uso do Radar de Penetração no Solo, conhecido como GPR. A aplicação do GPR como método de investigação é bastante recente, e ele tem sido utilizado para a detecção da conformação e das estruturas de maciços rochosos, na detecção de contatos entre estratos ou camadas de solo, e na determinação da espessura de solos, dentre outras feições dos maciços. Neste estudo, a exploração dos dados geofísicos, em conjunto com informações das outras investigações geológicas e geotécnicas realizadas, possibilitou a execução da análise, incluindo retroanálises, das rupturas ocorridas nos taludes, contribuindo para a identificação dos principais fatores condicionantes e mecanismos de ruptura atuantes em cada um, o que poderá ajudar na prevenção e mitigação dos escorregamentos na região.

Os três taludes analisados localizam-se nos municípios de Belo Horizonte e Rio Acima, e incorporam litologias do Quadrilátero Ferrífero (Figura 1). Os Taludes Patagônia e Planetóides estão inseridos no Grupo Piracicaba, e são, respectivamente, compostos por filitos da Formação Fecho do Funil e filitos e quartzitos ferruginosos da Formação Cercadinho. O Talude Rio Acima é constituído por quartzo-sericito-xisto do Grupo Nova Lima.



Fig. 1 – Localização dos taludes analisados, e geologia geral da área.

## 2 – MÉTODOS

Os métodos escolhidos para a investigação dos taludes foram empregados de acordo com os seguintes critérios:

### *Investigações geológicas e geotécnicas*

- Execução da topografia dos taludes, para a obtenção das suas características morfológicas.
- Os dados obtidos pelas inspeções geológicas de campo foram tratados através do sistema de classificação dos maciços rochosos RMR, de Bieniawski (1989), e do sistema Q, de Barton *et al.* (1974). Os critérios de Hoek e Brown (1980) para a classificação de maciços rochosos foram usados eventualmente, quando se tornou necessário o refinamento dos dados obtidos pelas classificações RMR e Q. Os critérios de Hoek e Brown (1980), adaptados posteriormente por Hoek *et al.* (2002), utilizam basicamente quatro parâmetros, para a análise da resistência à ruptura do maciço rochoso – GSI (Índice Geológico de Resistência), D (Fator de Perturbação do Maciço), mi (Parâmetro da Rocha Intacta) e sigci (Resistência Não Confinada da Rocha Intacta). Os quatro parâmetros podem ser calculados diretamente pelo programa Roclab, da Rocscience (2002).
- A análise de estabilidade dos maciços rochosos foi executada seguindo-se os critérios da análise cinemática das discontinuidades, com o auxílio de uma projeção estereográfica e da análise de equilíbrio limite de acordo com Hoek e Bray (1981). Para a execução da análise de equilíbrio limite, utilizaram-se os programas “Planar Failure Analysis” e “Wedge Failure Analysis”, desenvolvidos por Kroeger (1999) e Kroeger (2000).
- A análise de estabilidade de equilíbrio limite dos depósitos de vertentes foi executada de acordo com o método das fatias, de Bishop (1955). O programa Xslope, desenvolvido por Balaam (2001), foi utilizado para a execução das análises de estabilidade do depósito de tálus, incluindo retroanálises, executadas conforme procedimentos descritos por Fontoura *et al.* (1984), Duncan (1996) e Abramson *et al.* (2002).
- Caracterização física dos depósitos de tálus existentes nos taludes, através de ensaios de laboratório e de campo, em amostras deformadas e indeformadas da matriz do tálus. Os ensaios incluíram granulometria, limites de liquidez e plasticidade, massa específica dos grãos, cisalhamento direto com amostras inundadas, e massa específica natural da matriz do tálus. Os ensaios *in situ* da permeabilidade foram executados com o auxílio do permeâmetro Guelph. Para a interpretação da classe textural dos solos analisados, a partir dos resultados dos ensaios de granulometria conjunta, optou-se pelo uso da classificação SUCS, adaptada por Gomes Correia (1988). Para os depósitos de tálus, o critério de classificação SUCS foi aplicado duas vezes. A primeira aplicação considerou a classificação do tálus de modo geral, incluindo a edregulho foi retirada, isso visando enfatizar a textura apenas da matriz dos depósitos. Gomes Correia (1988) adaptou o sistema de classificação SUCS para a descrição de solos naturais, e essa adaptação foi considerada mais adequada para este estudo.
- Durante dois períodos chuvosos consecutivos (Outubro de 2001 a Janeiro de 2002, e Novembro de 2002 a Janeiro de 2003), os taludes foram observados diariamente.

### *Investigações geofísicas*

Nos Taludes Planetóides, Rio Acima e Patagônia, foram realizados ensaios geofísicos com a utilização do GPR (*Ground Penetrating Radar*). O GPR é um equipamento capaz de realizar

investigação indireta rasa do subsolo, utilizando as propriedades das ondas eletromagnéticas (Telford *et al.*, 1990). O GPR consiste na emissão contínua de ondas eletromagnéticas (espectros variando entre 10 e 2.500 MHz), e na recepção dos sinais refletidos nas estruturas ou interfaces em subsuperfície (Souza *et al.*, 1998).

Os sinais são emitidos e recebidos através de antenas dispostas na superfície do terreno. As medidas de tempo de percurso das ondas eletromagnéticas são efetuadas ao longo de uma linha, e, quando justapostas lado a lado, fornecem uma imagem detalhada (de alta resolução) da superfície, ao longo do perfil estudado. A penetração do sinal de radar está condicionada primeiramente pelas propriedades elétricas dos terrenos (condutividade/resistividade elétrica).

A prospecção com o GPR é conduzida ao longo de linhas longitudinais e transversais, na face dos taludes. Antenas de 100 MHz foram utilizadas para a emissão e recepção das ondas eletromagnéticas. Esta frequência permite uma boa penetração das ondas nos maciços, o que possibilita a sua investigação a maiores profundidades (Souza *et al.*, 1998).

A utilização do GPR neste estudo teve a finalidade de identificar contatos entre os depósitos de tálus e os maciços, a espessura dos depósitos, a profundidade e geometria das superfícies de ruptura existentes, e a intensidade e orientação das descontinuidades dos maciços rochosos em profundidade.

### **3 – RESULTADOS**

#### **3.1 – Talude Patagônia**

O Talude Patagônia (Figura 2) localiza-se na Rua Patagônia, em Belo Horizonte. O talude foi executado para a construção de um edifício, que, em 1995, foi abandonado por seus moradores, após um grande escorregamento, responsável pelo lançamento de lama e detritos na garagem, destruição da laje, e outros estragos. O escorregamento deixou no talude uma grande cicatriz de ruptura (Figura 2). Nenhuma obra de contenção foi realizada, e, atualmente, o maciço rochoso desconfinado está instável e sofrendo outras rupturas durante períodos chuvosos.

Em Janeiro de 2003, quando houve excepcionais índices pluviométricos, ocorreu no talude outro escorregamento expressivo, novamente lançando lama e detritos na garagem do edifício abandonado.

##### **3.1.1 – Análise geológica e geotécnica do Talude Patagônia**

O talude possui uma altura de 30 m, e a sua inclinação é variável, com uma face escarpada no topo, com aproximadamente 60°, suavizando para 35°, a jusante. É constituído por um maciço rochoso alterado, coberto parcialmente por depósito de tálus.

##### **Classificação e análise cinemática do maciço rochoso do Talude Patagônia**

No talude, o maciço rochoso caracteriza-se, em grande parte, por filitos alterados da Formação Fecho do Funil.

A Norte do talude, esta formação está em contato tectônico com quartzitos finos e friáveis da Formação Taboões, que, por sua vez, estão em contato gradual com filitos grafitosos da Formação Barreiro, todos pertencentes ao Grupo Piracicaba. O contato tectônico é marcado por um plano de falha, acompanhado por pequenos dobramentos, responsáveis pela variação do mergulho da foliação, que localmente passa de 20° ou 30° para 55°. A Figura 3 exhibe o mapa topográfico e geológico do Talude Patagônia.



**Fig. 2** – Vista geral do Talude Patagônia.

A trama estrutural do maciço é representada por quatro famílias de descontinuidades (F1, J2, J3, J4), sendo F1 a representante da xistosidade, e J2, J3 e J4 as famílias de fraturas, e pela falha inversa que marca parcialmente o contato entre as formações Fecho do Funil e Taboões (Quadro 1).

**Quadro 1** – Parâmetros de caracterização das descontinuidades do Talude Patagônia, conforme critérios da ISRM (1983).

	<b>Atitude</b>	<b>Abertura</b>	<b>Rugosidade</b>	<b>Espaçamento</b>	<b>Persistência</b>	<b>Resistência</b>
Talude	40/68 (topo) 40/35 (meio e base)					
F1	160/55	1 a 5 mm	Plano/lisa	< 1 cm	> 20 m	Rocha extremamente fraca
J2	340/60	3 a 5 mm	Plano/lisa	8 a 18 cm	1 a 3 m	Rocha extremamente fraca
J3	70/40	3 a 5 mm	Plano/lisa	3 a 25 cm	3 a 10 m	Rocha extremamente fraca
J4	240/90	3 a 5 mm	Plano/lisa	3 a 25 cm	3 a 10 m	Rocha extremamente fraca
Falha	170/70	3 a 5 mm	Plano/lisa		> 20 m	Rocha extremamente fraca

Ao longo do plano de falha, a água percola com facilidade, aprofundando o sulco erosivo na parte central do talude. A feição erosiva, com uma profundidade média de 1 metro, escava o talude ao meio, gerando duas novas faces secundárias, uma com a direção de mergulho voltada para SE,

aproximadamente paralela ao plano da falha e à xistosidade, e a outra paralela à família de fratura J2 (340/60). Embora haja três litologias aflorantes no talude, as notas das classificações RMR e Q para o maciço rochoso não variaram muito.

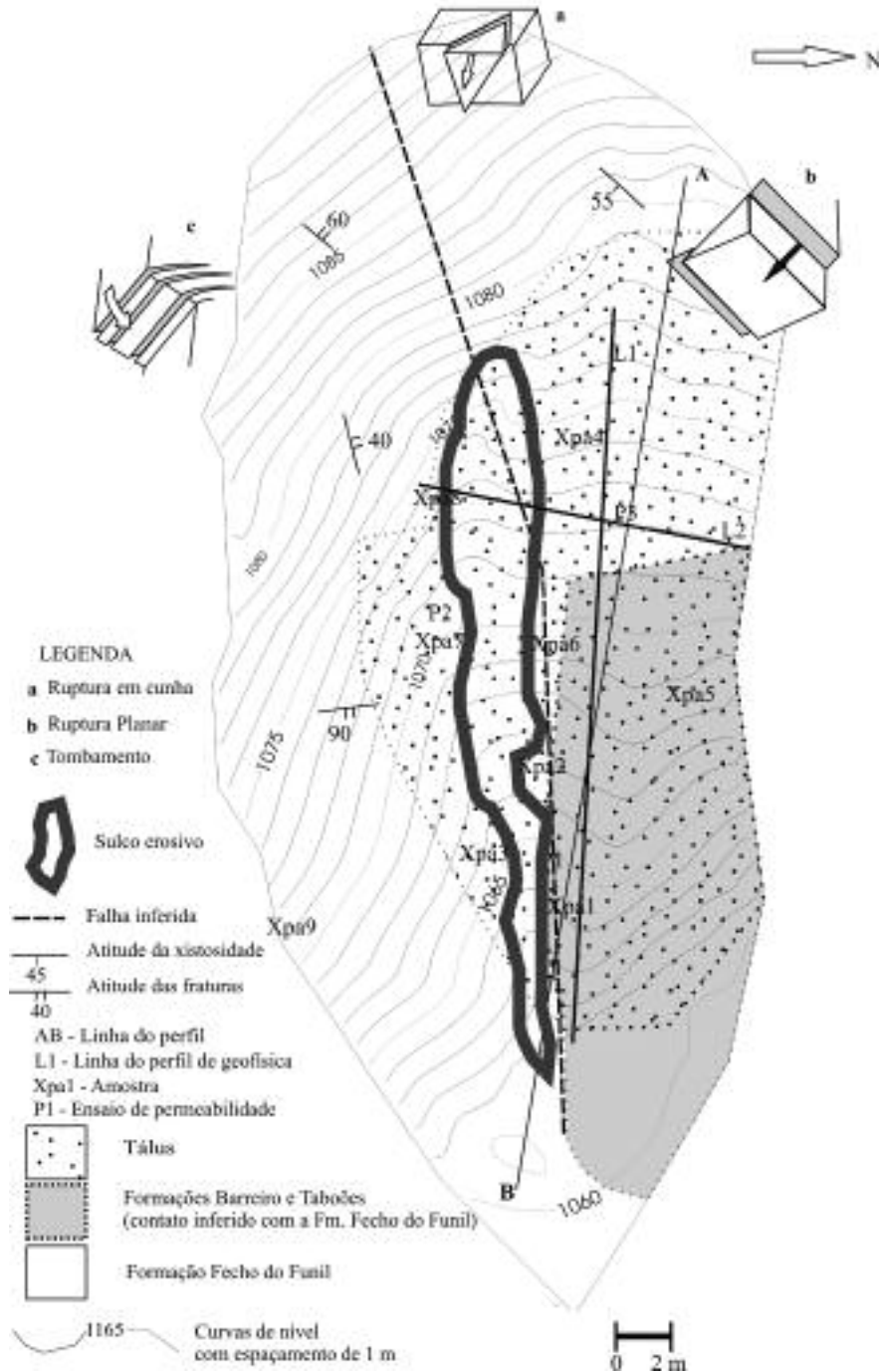
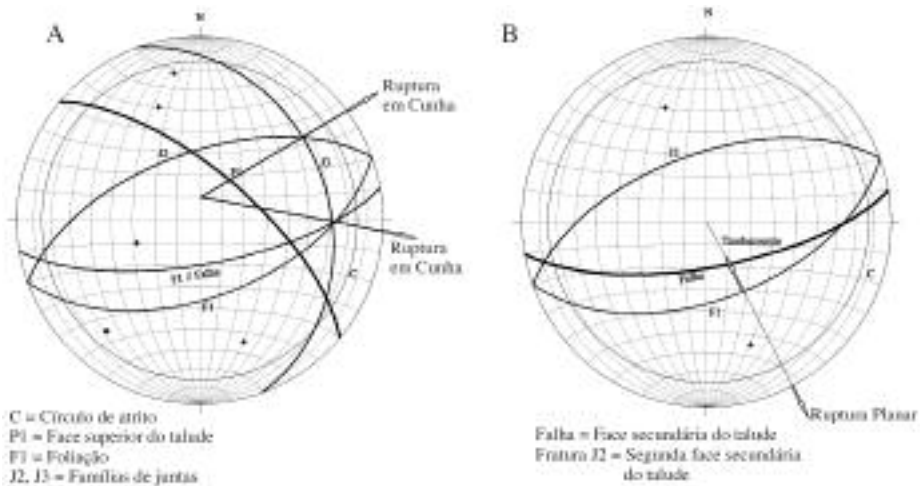


Fig. 3 – Mapa topográfico e geológico do Talude Patagônia.

De acordo com o sistema RMR, a área do talude ocupada pelos filitos alterados da Formação Fecho do Funil obteve uma nota pouco superior à nota obtida pela área ocupada pelos filitos grafitosos e quartzitos friáveis; porém, todas permaneceram na classe de maciço muito ruim, o que significa uma coesão menor que 100 kPa, e um ângulo de atrito menor ou igual a 15°.

O sistema de classificação Q apontou o maciço como extremamente ruim, e forneceu um valor de ângulo de atrito de 14°. Os dados obtidos foram refinados pelo critério de Hoek e Brown, através do uso do programa Roclab. Assim, obteve-se, para o maciço, uma coesão igual a 15 kPa, e um ângulo de atrito igual a 13°.

A análise cinemática foi realizada após a interpretação da projeção estereográfica das famílias de discontinuidades (Figura 4).



**Fig. 4** – Estereograma de Schmidt, e análise cinemática das discontinuidades do Talude Patagônia:

- A) susceptibilidade de rupturas em cunha em relação à face do talude;
- B) susceptibilidade de rupturas planares e tombamentos em relação às faces secundárias no talude, formadas pelos planos de falha e da família de fraturas J2

Os dados obtidos pela análise cinemática (Figura 4) estabelecem a susceptibilidade de ocorrência de rupturas em cunha, rupturas planares, e tombamentos. A cunha seria formada pela interseção das famílias de fraturas J3 e J2, e J3 com F1. A ruptura em cunha seria estimulada pela orientação do corte do talude. Entretanto, recentes inspeções de campo não evidenciaram a ocorrência de rupturas dessa natureza, apenas tombamentos e, em maiores proporções, rupturas planares. Rupturas planares ocorrem ao longo dos planos de foliação (F1), estimuladas pelo desconfinamento dessas estruturas, em todo lado Norte do talude (Figuras 3 e 4), após o processo erosivo. Os tombamentos dos planos de foliação (F1), por sua vez, ocorrem no lado Sul do talude, estimulados pela família de fraturas J2. Em Janeiro de 2003, após uma semana de chuvas intensas, no lado Norte do talude, ocorreu uma ruptura planar significativa, acompanhada por pequenos escorregamentos do depósito de tálus.

### **Caracterização física do depósito de tálus do Talude Patagônia**

No depósito de tálus, foi observada a ocorrência de pequenas rupturas circulares e também de fluxos de detritos, durante períodos chuvosos. Foram recolhidas 9 amostras do depósito, para ex-

ção de ensaios geotécnicos, como a caracterização física da matriz, e ensaios de cisalhamento direto com amostras inundadas. Os locais de coleta das amostras são exibidos na Figura 3, e os resultados dos ensaios estão expostos no Quadro 2. O tálus caracteriza-se por fragmentos maiores (de até 30 cm) de filitos da Formação Fecho do Funil, e quartzitos e filitos grafitosos das Formações Taboões e Barreiro, todos envolvidos por uma matriz mais fina. A espessura desse depósito varia de 70 cm a 1,6 m (valor estimado pela análise do perfil de geofísica).

A classificação para as amostras do tálus variou entre silte arenoso, cascalho siltoso com areia, silte arenoso com cascalho, e silte cascalhento com areia. A classificação da matriz do tálus foi de silte arenoso e de silte com areia (Quadro 2). As amostras Pa - 1 e Pa - 5 foram coletadas nos pontos onde o depósito apresentava maior quantidade de fragmentos do quartzito friável e do filito grafitoso. As amostras praticamente não apresentaram pedregulhos (Quadro 2). Durante os ensaios granulométricos, todas as amostras foram destorroadas, e os fragmentos muito alterados das amostras Pa - 1 e Pa - 5 se desmancharam totalmente. Isso demonstra um maior grau de alteração das rochas das Formações Taboões e Barreiro.

Os ensaios de permeabilidade *in situ* forneceram uma condutividade hidráulica, para o depósito de tálus, da ordem de  $10^{-4}$  cm/s. Este valor está de acordo com os valores encontrados por Terzaghi & Peck (1967), para solos siltosos. Os ensaios de cisalhamento direto com amostras inundadas forneceram uma coesão nula, e um ângulo de atrito da ordem de  $28^{\circ}$ .

### ***Prospecção geofísica do Talude Patagônia***

A investigação geofísica no Talude Patagônia foi realizada após o escorregamento de Janeiro de 2003, objetivando detectar a profundidade e geometria das superfícies de ruptura, tanto do maciço rochoso quanto do tálus. Outro objetivo era obter a espessura do depósito de tálus, e observar a relação entre a orientação das descontinuidades e as superfícies de ruptura. As linhas de geofísica foram traçadas no local do talude onde as movimentações foram mais frequentes, no lado Norte. Uma linha foi longitudinal, na face do talude, e a outra perpendicular, e foram denominadas, respectivamente, de L1 e L2 (Figura 3).

A linha L1 possui 26 m de extensão, e a linha L2 possui 12 m de extensão. Foram utilizadas antenas de 100 MHz durante a prospecção. De acordo com as reflexões obtidas, foi possível visualizar anomalias nas duas linhas.

As reflexões mais nítidas da linha L1 refletem as superfícies de ruptura, tanto do tálus quanto do maciço rochoso (Figura 5). As superfícies de ruptura e os contatos se destacam por apresentarem reflexões mais fortes. Foram detectadas três superfícies de ruptura. Duas delas são menos extensas, ocorrem à profundidade média de 1,3 m, e possuem formas circulares. A terceira superfície é mais profunda (profundidade média de 3 m) e extensa. Apresenta uma forma planar, até à sua base, próximo à cota de 1064 m, onde se torna ligeiramente circular. Acredita-se que as duas primeiras sejam superfícies de ruptura do tálus, devido à sua forma circular e profundidade mais rasa, e a terceira seja uma superfície de ruptura planar do maciço de filito, ao longo da xistosidade. As reflexões mais fracas e mais profundas refletem a xistosidade e algumas famílias de fraturas do maciço, sendo possível identificar a xistosidade F1 e a família J2. Outra anomalia, semelhante a uma superfície curva, que ocorre entre as cotas de 1063 m e 1058 m, foi interpretada como um antigo sulco erosivo, preenchido pelo tálus. Esta interpretação foi suportada por observações de campo. A linha L2 permitiu uma visualização das mesmas superfícies de ruptura mencionadas, porém, em corte frontal (Figura 6).



**Quadro 2** – Parâmetros geotécnicos das amostras do túnel que cobre o Talude Patagônia.

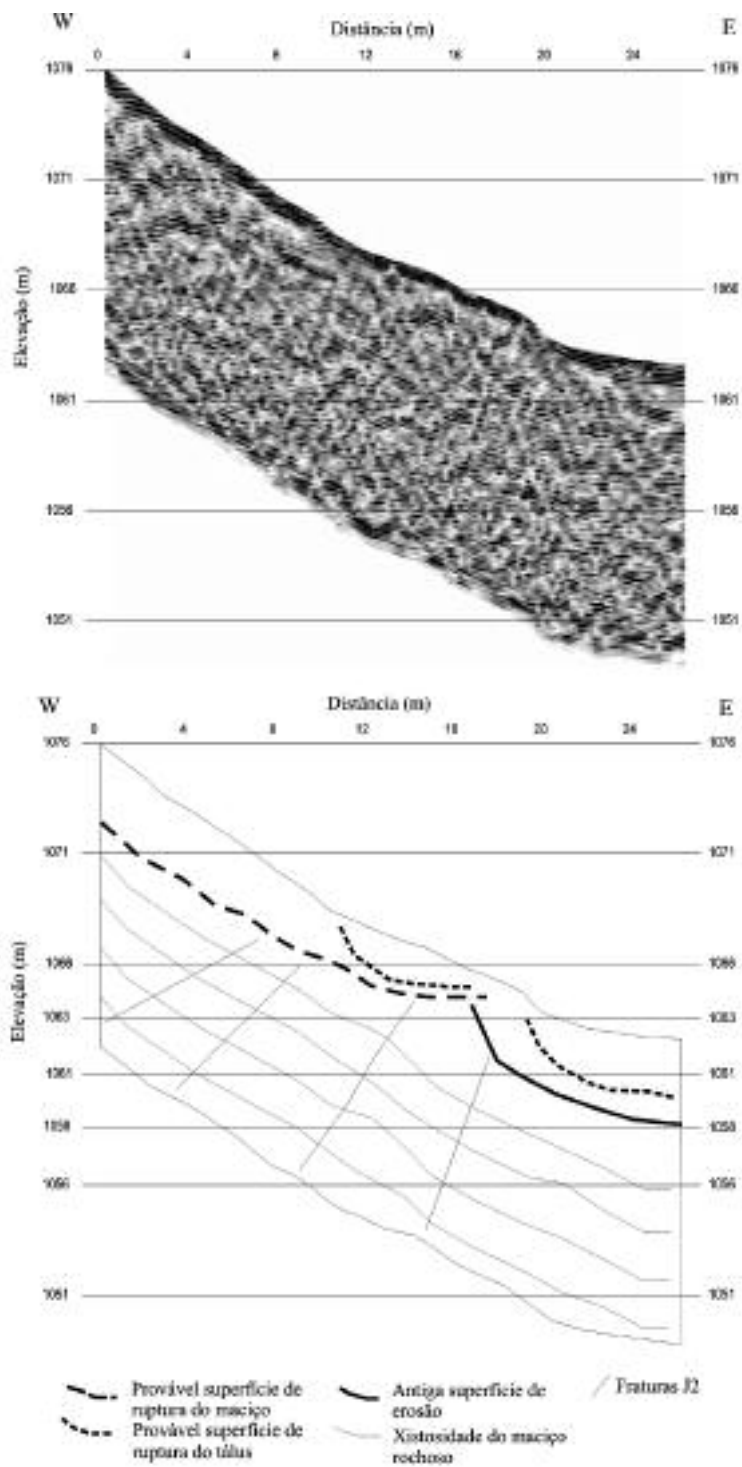
Amostra	Ponto de coleta da amostra no talude	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_{nat}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	LL (%)	LP (%)	e	n (%)	c (kPa)	$\phi$ (°)	Granulometria (%)					Classificações	
											Argila	Silte	Areia fina	Areia média	Areia grossa	Pedregulho	SUCS
Pa-1	Base	2,86	1,47	1,20	42	NP	1,4	58	1	28	62	18	10	3	2	ML Silte arenoso	ML Silte arenoso
Pa-2	Base	2,89	1,87	1,58	38	NP	0,8	44	-	-	41	10	4	10	29	GM Cascalho silteoso com areia	ML Silte arenoso
Pa-3	Base	2,76	1,87	1,58	40	NP	0,8	44	-	-	38	11	4	6	37	GM Cascalho silteoso com areia	ML Silte arenoso
Pa-4	Meio	2,88	1,87	1,58	40	NP	0,8	44	-	-	48	13	5	3	22	ML Silte cascalhento com areia	ML Silte com areia
Pa-5	Meio	2,84	1,94	1,56	34	NP	0,8	44	0	28	66	26	4	1	1	ML Silte arenoso	ML Silte arenoso
Pa-6	Meio	2,87	1,94	1,56	39	NP	0,8	44	-	-	39	10	5	7	35	GM Cascalho silteoso com areia	ML Silte arenoso
Pa-7	Topo	2,86	1,94	1,56	39	NP	0,8	44	-	-	36	10	5	7	38	GM Cascalho silteoso com areia	ML Silte arenoso
Pa-8	Topo	2,89	1,94	1,56	42	NP	0,9	47	-	-	53	11	4	6	23	ML Silte cascalhento com areia	ML Silte com areia
Pa-9	Topo	2,92	1,94	1,56	47	NP	0,9	47	-	-	57	9	4	3	18	ML Silte cascalhento com areia	ML Silte com areia

$\rho_s$  – massa específica dos grãos;  $\rho_{nat}$  – massa específica natural;  $\rho_d$  – massa específica seca; LL – limite de liquidez; LP – limite de plasticidade; NP = não plástico; e – índice de vazios; n – porosidade;

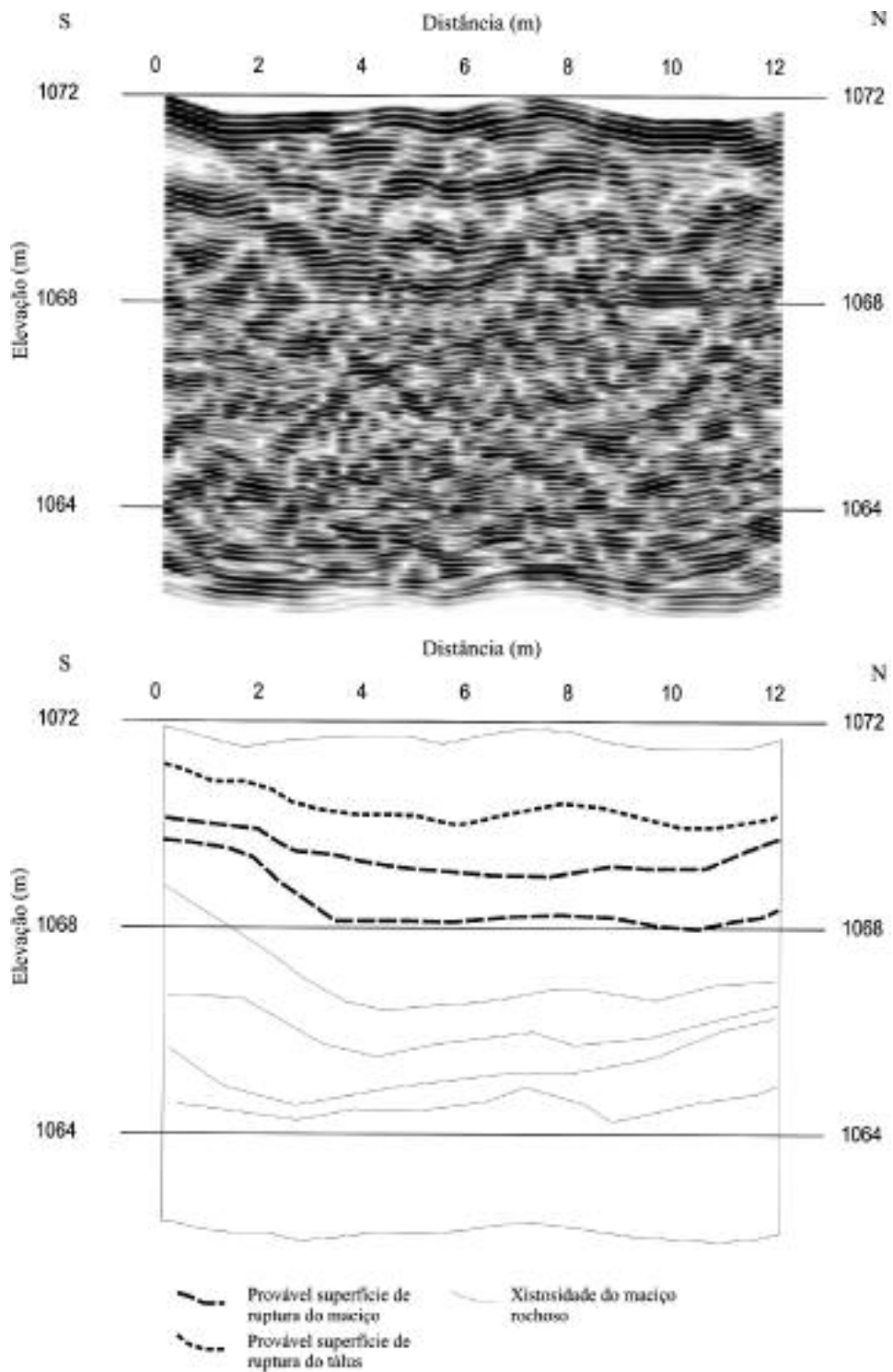
c – coesão;  $\phi$  – ângulo de atrito

argila: < 0,002 mm; silte: 0,002 - 0,075mm; areia fina: 0,075 - 0,42mm; areia média: 0,42 - 2mm; areia grossa: 2 - 4,8mm; pedregulho: > 4,8mm

\*apenas da matriz, desprezada a fração pedregulho.



**Fig. 5** – Perfil do GPR, realizado com uma antena de 100MHz, ao longo da linha 1, no Talude Patagônia, seguido de interpretação.



**Fig. 6** – Perfil do GPR, realizado com uma antena de 100MHz, ao longo da linha L2, no Talude Patagônia, seguido de interpretação.

### 3.1.2 – Análise da estabilidade do Talude Patagônia

Após todas as investigações realizadas, foi possível observar que a ruptura planar, condicionada pela xistosidade, é a mais susceptível de ocorrer no talude, e também a que mobiliza maior volume de material talude abaixo, como o escorregamento ocorrido em Janeiro de 2003. Rupturas em cunha são menos freqüentes, assim como os tombamentos. Estas duas rupturas ocorrem, respectivamente, nas partes central e Sul do talude (Figura 3), e ambas causam a liberação de blocos pequenos de rocha, que irão contribuir para a formação do tálus.

Com base no modelo das superfícies de ruptura visualizadas pelo GPR, e utilizando-se o programa *Plane Failure Analysis*, elaborou-se um modelo para o bloco rochoso que sofre a ruptura planar (Figura 7). Como a resistência do maciço é muito baixa, principalmente das Formações Barreiro e Taboões, o bloco, em forma de uma lasca fina, adquire uma forma mais circular na base, devido ao cisalhamento desse material, provocado pela pressão do maciço deslocado acima.



Fig. 7 – Simulação do bloco de ruptura planar do maciço rochoso, e rupturas do tálus.

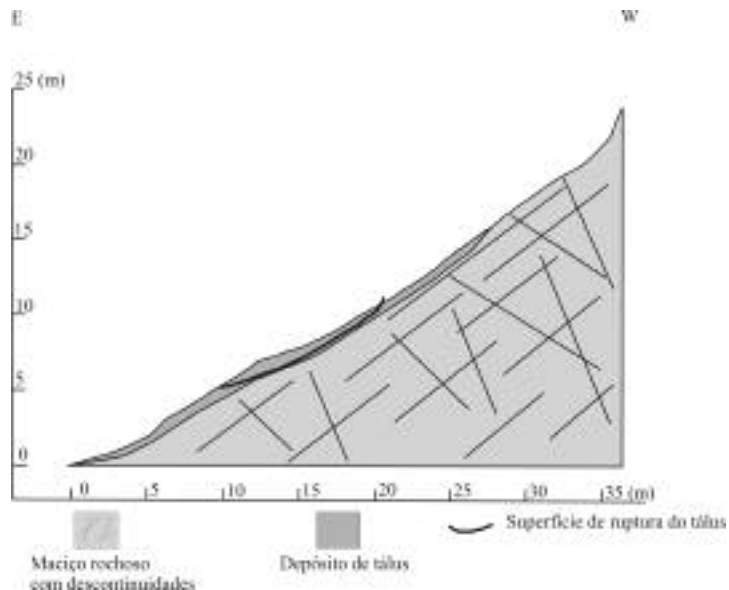
Os dados de entrada usados no programa, e os fatores de segurança resultantes estão expostos no Quadro 3. Os valores de coesão e ângulo de atrito foram os valores adquiridos pela classificação do maciço. A altura de 2 m corresponde à altura da base do bloco de ruptura entre as cotas de 1065 e 1063 m, obtida através da análise do perfil de geofísica L1. Somente com essa altura é que se pode simular, no programa, um bloco, semelhante a uma lasca fina e extensa, coerente com o escorregamento ocorrido no talude. Para a simulação do bloco, outras condições tiveram que ser adotadas, tais como: a posição da crista deve ser no topo da base do bloco, a face inferior do talude terá a inclinação da face inferior do bloco ( $70^\circ$ ), e a face superior terá uma inclinação ligeiramente inferior à da xistosidade ( $34,999^\circ$ ), isso para atender às condições de Hoek e Bray (1981) pré-estabelecidas para rupturas planares.

O programa *Plane Failure Analysis* possibilitou a simulação da porcentagem de preenchimento de água ao longo da xistosidade, necessária para que o fator de segurança indique a condição limite, ou seja, igual a 1. A porcentagem foi de 80 %, considerando a presença de uma fenda de tração seca. Para a xistosidade totalmente preenchida por água, e totalmente seca, os valores de fator de segurança foram, respectivamente, 0,7 e 1,3. A ruptura planar estimulou a movimentação simultânea do depósito de tálus pré-existente no talude, acrescido de novas camadas que se formaram durante esse período.

**Quadro 3** – Dados de entrada para o cálculo do FS da ruptura planar do Talude Patagônia.

Dados de Entrada		Ruptura Planar
Ângulo de atrito		13°
Coesão		15 kPa
Altura da face do talude considerada (face secundária)		2 m
Distância da fenda de tração à crista		20 m
Peso específico da rocha intacta*		21,32 kN/m <sup>3</sup>
Peso específico da água		9,8 kN/m <sup>3</sup>
Atitude da xistosidade		160/35
Ângulo da face superior do talude		34,999°
Ângulo da face inferior do talude		70°
<b>FATORES DE SEGURANÇA:</b>		
	<b>Xistosidade 100% preenchida por água</b>	<b>0,669</b>
	<b>Xistosidade parcialmente preenchida por água (80%)</b>	<b>1</b>
	<b>Talude seco</b>	<b>1,300</b>
*Fonte do dado: Fernandes (2000)		

Foi executada uma retroanálise do escorregamento do tálus, com o auxílio do programa Xslope, visando reconstituir as condições geotécnicas e geométricas existentes no talude, no momento da ruptura (Figura 8).



**Fig. 8** – Perfil simulando a superfície de ruptura do tálus do Talude Patagônia.

Os parâmetros utilizados para a execução da retroanálise incluíram os valores de coesão e ângulo de atrito obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, com amostras inundadas, da matriz do depósito, e a geometria da superfície de ruptura obtida pela prospecção geofísica. Os valores de poro-pressões foram simulados com o auxílio do coeficiente  $r_u$ , desenvolvido por Bishop e Morgenstern (1960), que corresponde à taxa:

$$r_u = \frac{u}{\gamma h}, \text{ onde:} \quad (1)$$

$u$  = poro-pressão da água;

$\gamma$  = peso específico do solo

$h$  = profundidade da superfície de ruptura.

O Quadro 4 exibe os dados de entrada da análise e o fator de segurança obtido.

**Quadro 4** – Parâmetros utilizados para a retroanálise da ruptura do tálus, e resultados obtidos.

Material	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)	$r_u$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Profundidade (m)	Poro pressão (kPa)	FS
tálus	0	28	0,51	18	1,3	12	0,87

A poro-pressão de 12 kPa, ao longo da superfície de ruptura, foi considerada alta, entretanto, no período do escorregamento, os índices pluviométricos foram excepcionais, alcançando valores diários de 217 mm, e acumulados em 4 dias de 282 mm. A pequena espessura do depósito sobre o maciço rochoso mais impermeável e sua condutividade hidráulica ( $10^{-4}$  cm/s) são fatores que também justificam a facilidade de saturação do depósito, e a criação de poro-pressões.

### 3.2 – Talude Planetóides

O Talude Planetóides (Figura 9), com uma inclinação média de 30° e uma altura de 40 m, localiza-se entre a Br-356 (topo) e a Rua Planetóides (base). O maciço rochoso está totalmente coberto por depósito de tálus, com fragmentos de rochas da Formação Cercadinho. Esse talude vem se movimentando durante quase todos os períodos chuvosos. Os prejuízos decorrentes das movimentações configuram na interdição do tráfego da rua e prejuízos econômicos, pois, regularmente, máquinas retiram o material escorregado e executam cortes verticais na base do tálus.

O tálus possui fragmentos de filito e quartzito, geralmente muito ferruginosos, o que resulta em uma coloração cinza escura a preta, para a matriz do depósito. Neste depósito, é nítido o suporte dos fragmentos pela matriz mais abundante. Amostras deformadas da matriz do tálus foram retiradas do talude para análise de caracterização e resistência. Os resultados das análises estão expostos no Quadro 5, e a posição de coleta das amostras está exibida na Figura 10.

A matriz do tálus constitui-se por material silto-arenoso, com exceção das amostras PL-base 2 e PL-base 3, que foram consideradas areno-siltosas. Incluindo a fração pedregulho, o depósito possui uma textura de cascalho siltoso com areia, e areia siltosa com cascalho (Quadro 5). Os ensaios de cisalhamento direto forneceram ângulos de atrito entre 30° e 28° e coesões entre 0 e 10 kPa. A condutividade hidráulica, obtida através dos ensaios de permeabilidade *in situ*, foi da ordem de  $10^{-4}$  cm/s para os ensaios no topo do talude e de  $10^{-5}$  cm/s, para o ensaio realizado na base do talude. Estes valores estão de acordo com aqueles obtidos por Terzaghi e Peck (1967), para solos silto-arenosos e siltosos. De acordo com esses autores, solos com altos índices de vazios podem possuir baixos valores de condutividade hidráulica, quando constituídos por minerais micáceos, que é o caso da matriz do tálus.



**Fig. 9** – Vista geral do Talude Planetóides, exibindo cicatrizes de ruptura, e material escorregado na base, invadindo a rua.

### ***3.2.1 – Investigações geofísicas do Talude Planetóides***

As investigações geofísicas no Talude Planetóides foram executadas com o objetivo de investigar a espessura do tálus, caracterizar a geometria das superfícies de ruptura existentes e definir o contato entre o depósito e o maciço. Foram executadas 4 linhas, sendo 3 transversais e uma longitudinal, na face do talude, como exibido na Figura 10. A extensão da linha 1 (L1) foi de 78 m, e das linhas 2 (L2), 3 (L3) e 4 (L4) foi, respectivamente, de 17, 22 e 21 m.

A prospecção longitudinal, ao longo da linha L1, detectou a presença do depósito de tálus sobre o maciço rochoso, através de dois tipos de reflexões de onda, a saber:

- as reflexões do tálus geram ondas fortes e contínuas; e
- as reflexões do maciço rochoso geram linhas mais fracas e dispersas.

Também foi possível a visualização da geometria de duas superfícies de ruptura no tálus, representadas por reflexões fortes e paralelas ao contato tálus/maciço rochoso, e da foliação do maciço da Formação Cercadinho, representada por reflexões mais profundas (Figura 11), mergulhando para Sul, com um ângulo aproximado de 30°.

Os perfis transversais (Figuras 12 e 13) permitiram a detecção dos mesmos tipos de reflexões. O contato do depósito de tálus com o maciço rochoso está nítido, e foi possível observar que a espessura média para o tálus é de 3 m, variando ligeiramente em função do relevo local. Nestes perfis, também foi possível visualizar a ocorrência de mais de uma superfície de ruptura no tálus, o que demonstra a ocorrência de escorregamentos sucessivos. Algumas delas são pouco profundas (1 a 2 m), e outras são mais profundas, próximas ao contato tálus/maciço (3 m). Estas superfícies estão representadas por reflexões mais fortes, que se destacam como linhas, geralmente contínuas e semi-circulares, no depósito de tálus.

### ***3.2.2 – Correlação entre os escorregamentos do Talude Planetóides e as taxas de precipitação***

Como já foi mencionado anteriormente, o talude vem sofrendo movimentações, desde a abertura da Rua Planetóides. Essas movimentações foram acompanhadas, durante dois períodos chuvo-

so consecutivos, entre Outubro e Janeiro dos anos de 2001 e 2002, e entre Outubro e Janeiro de 2002 e 2003 (Quadro 6). As movimentações de 2001 foram mais lentas, do tipo rastejo. As movimentações ocorridas em Dezembro de 2002 e Janeiro de 2003, foram escorregamentos mais rápidos e volumosos, ocorrendo de um dia para o outro, e provocaram a total interdição da Rua Planetóides. As taxas de precipitação que condicionaram os dois últimos escorregamentos, foram as mais altas em todas as categorias, ou seja, diárias e acumuladas em quatro dias (Quadro 6). Percebe-se, no entanto, que valores acumulados acima de 60 mm são suficientes para estimularem um rastejo.

### **3.2.3 – Retroanálise dos escorregamentos do Talude Planetóides**

Os dados obtidos pelas investigações permitiram a execução de uma retroanálise das últimas rupturas ocorridas no Talude Planetóides. Os parâmetros utilizados incluíram as faixas de valores de coesão e ângulo de atrito obtidos nos ensaios laboratoriais, a topografia do talude (inclinação e altura), e a geometria das superfícies de ruptura, obtida através das prospecções geofísicas. As poro-pressões atuantes no momento da ruptura foram estimadas através do coeficiente de poro-pressão  $r_u$ , descrito por Bishop & Morgenstern (1960). Vários valores de  $r_u$  foram introduzidos na análise, começando-se pelo valor 0, seguido por valores mais elevados, até ser obtido o fator de segurança unitário para as superfícies de ruptura conhecidas. Obviamente, com as altas taxas de precipitação ocorridas no período, valores de  $r_u$  mais elevados já eram esperados. O programa Xslope foi utilizado para a execução da retroanálise. O Quadro 7 exhibe os parâmetros utilizados e os resultados obtidos, considerando o fator de segurança unitário. A Figura 14 mostra o perfil do Talude Planetóides e o modelo de ruptura elaborado durante a retroanálise.

A retroanálise permitiu a obtenção dos valores de  $r_u$ , considerando o fator de segurança unitário. A coesão de 2 kPa e o ângulo de atrito de 28° foram os valores que possibilitaram ao programa XSlope o traçado das superfícies de ruptura (Figura 7) que mais se assemelharam às superfícies detectadas pela prospecção geofísica. A profundidade da superfície de ruptura considerada foi de 2,5 m. O cálculo das poro-pressões forneceu valores de 10 kPa e 5,4 kPa, respectivamente, para as superfícies 1 e 2. A retroanálise indicou os parâmetros responsáveis pela condição de equilíbrio limite do talude. Possivelmente, quando prevalecem poro-pressões menores ocorre o rastejo no talude, e, quando as precipitações se elevam o suficiente para aumentarem o valor de  $r_u$ , o rastejo evolui para um escorregamento. De acordo com as altas taxas de precipitação que induziram o escorregamento de 8 de Janeiro de 2003, e com a velocidade do movimento, acredita-se que os valores de  $r_u$ , atuantes no tálus no momento da ruptura, estavam mais elevados que os valores encontrados na retroanálise, o que implica fatores de segurança menores que 1.

### **3.3 – Talude Rio Acima**

O Talude Rio Acima localiza-se na entrada da cidade de Rio Acima, 40 km a Sul de Belo Horizonte, precisamente na estrada MG-030, que liga Belo Horizonte aos municípios de Nova Lima e Rio Acima. A estrada MG-030 apresenta muitos problemas relacionados com escorregamentos de taludes. Ainda em fase de duplicação, escorregamentos têm ocorrido em cortes da estrada, implicando perigo, o que parece justificar investimentos em obras de estabilização.

O talude analisado é constituído por um maciço rochoso pertencente à Unidade Mestre Caetano, do Supergrupo Nova Lima (CPRM, 1996), unidade que ocupa grande parte do trecho da MG-030, entre Nova Lima e Rio Acima (Figura 15). Apresenta uma altura de 35 m e uma inclinação geral de 30°. Durante os meses chuvosos, blocos rochosos se rompem do maciço, e, quando não caem diretamente na estrada, geram um depósito de tálus de pequena espessura, muitas vezes instável, ao longo da face do talude.



**Quadro 5** – Parâmetros geotécnicos das amostras do túnel que cobre o Talude Planetóides.

Amostra	Ponto de coleta da amostra no talude	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_{nat}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	LL (%)	LP (%)	e	n (%)	c (kPa)	$\phi$ (°)	Granulometria (%)					Classificações		
											Argila	Silte	Areia fina	Areia média	Areia grossa	Pedregulho	SUCS	SUCS*
PL-base	Base	2,99	2,02	1,65	38	NP	0,8	44	-	-	3	34	13	9	8	33	GM Cascalho siltoso com areia	ML Silte arenoso
PL-base 2	Base	3,06	2,02	1,65	34	NP	0,9	47	-	-	2	22	5	6	2	63	GM Cascalho siltoso com areia	SM Área siltosa
PL-base 3	Base	3,03	2,02	1,65	29	NP	0,8	44	-	-	3	19	13	15	6	44	GM Cascalho siltoso com areia	SM Área siltosa
PL-1a	Meio	3,04	1,87	1,64	38	NP	0,9	47	-	-	3	35	14	9	6	33	GM Cascalho siltoso com areia	ML Silte arenoso
PL-1b	Meio	3,08	1,87	1,64	35	NP	0,9	47	0	30	2	49	11	8	4	26	GM Cascalho siltoso com areia	ML Silte arenoso
PL-1c	Meio	2,95	1,87	1,64	36	NP	0,8	44	-	-	12	21	9	7	5	46	GM Cascalho siltoso com areia	ML Silte arenoso
PL-2a	Topo	3,04	1,87	1,64	34	NP	0,9	47	-	-	3	33	16	12	7	29	SM Área siltosa com areia	ML Silte arenoso
PL-2b	Topo	3,02	1,87	1,64	37	NP	0,8	44	10	28	4	33	13	9	6	35	GM Cascalho siltoso com areia	ML Silte arenoso
PL-2c	Topo	3,01	1,87	1,64	34	NP	0,8	44	-	-	3	36	17	11	5	28	SM Área siltosa com areia	ML Silte arenoso

$\rho_s$  – massa específica dos grãos;  $\rho_{nat}$  – massa específica natural;  $\rho_d$  – massa específica seca; LL – limite de liquidez; LP – limite de plasticidade; NP = não plástico; e – índice de vazios; n – porosidade; c – coesão;  $\phi$  – ângulo de atrito

argila: < 0,002 mm; silte: 0,002 - 0,075mm; areia fina: 0,075 - 0,42mm; areia média: 0,42 - 2mm; areia grossa: 2 - 4,8mm; pedregulho: > 4,8mm

\*apenas da matriz, desprezada a fração pedregulho.

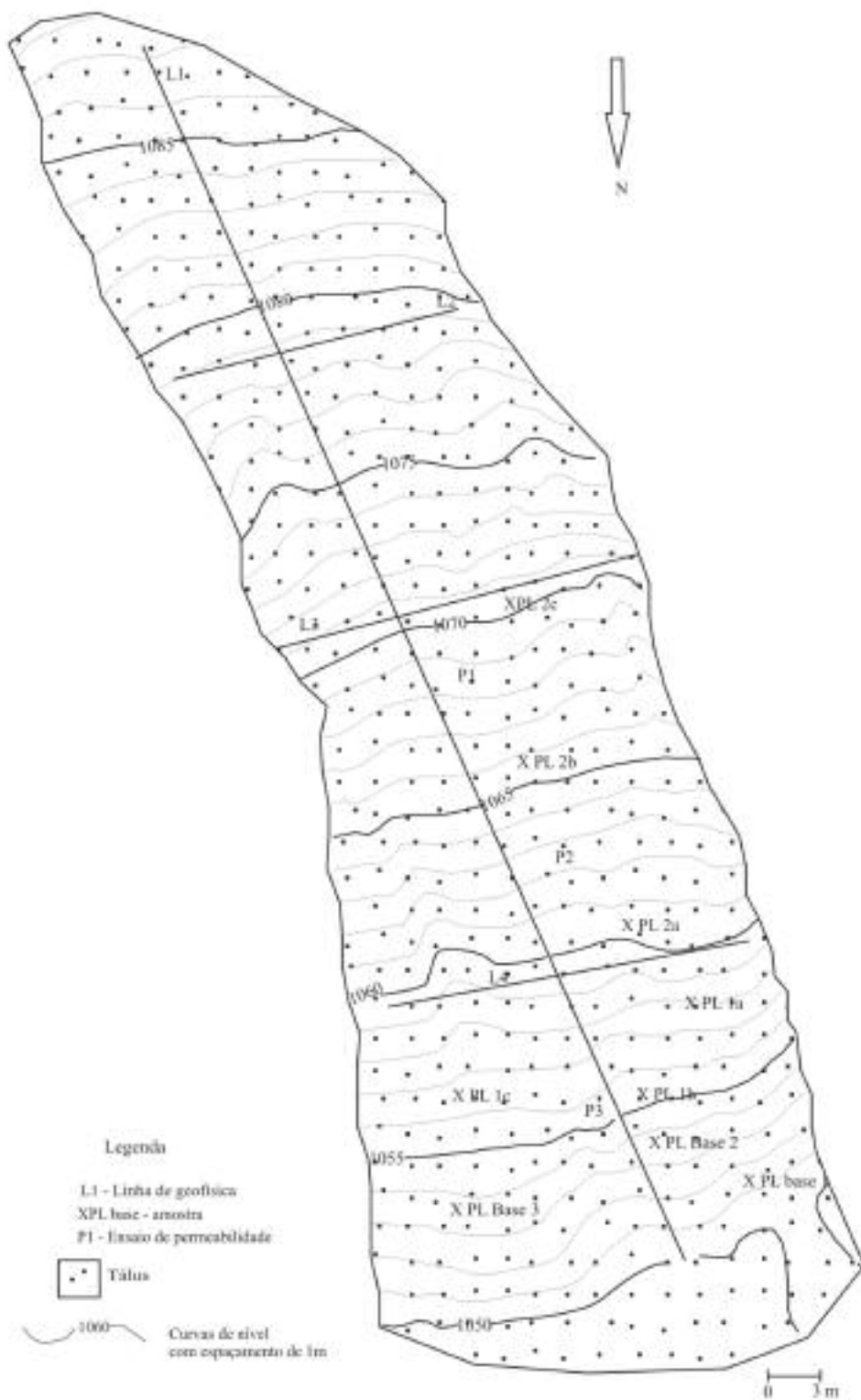


Fig. 10 – Mapa topográfico e geológico do Talude Planetóides.

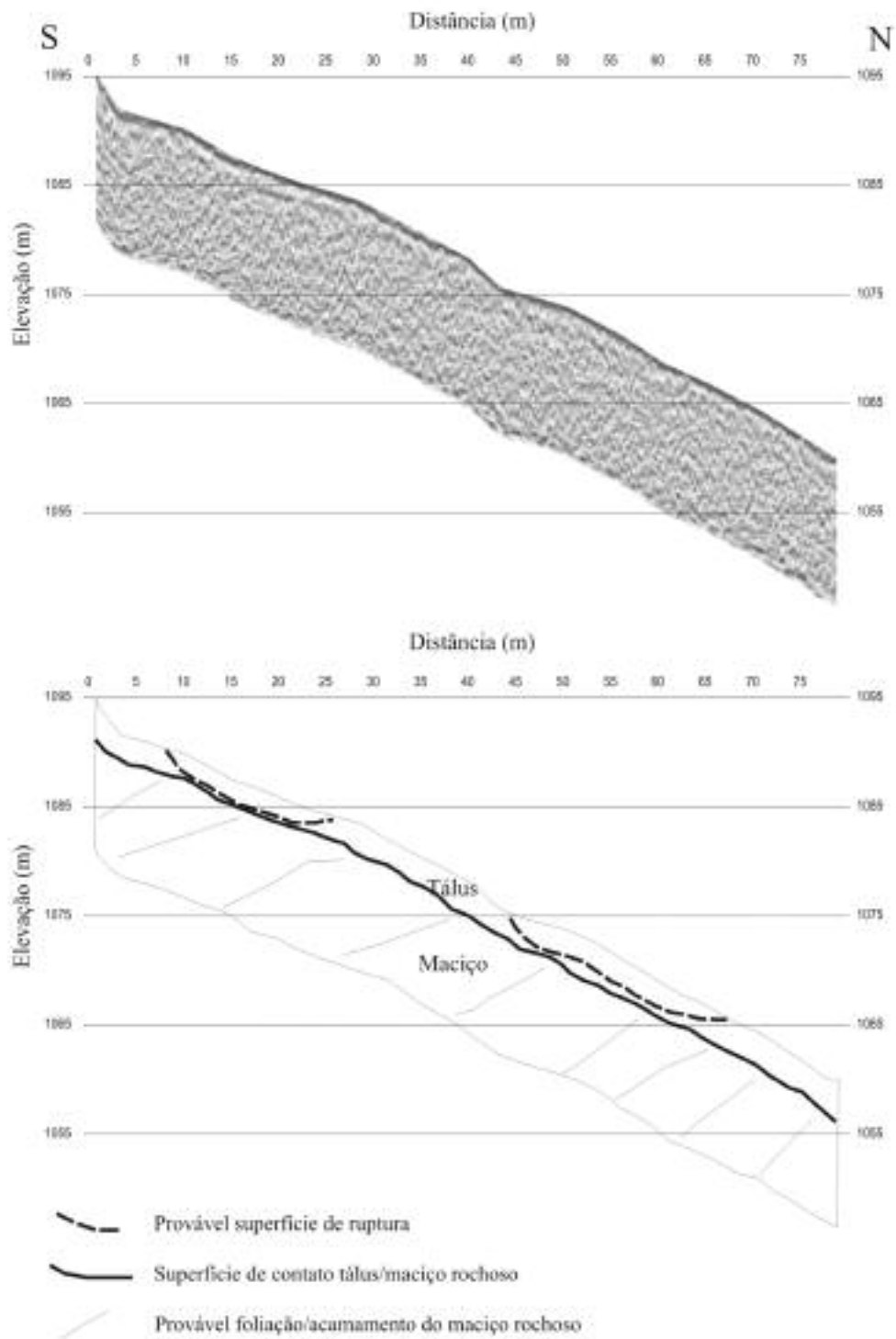
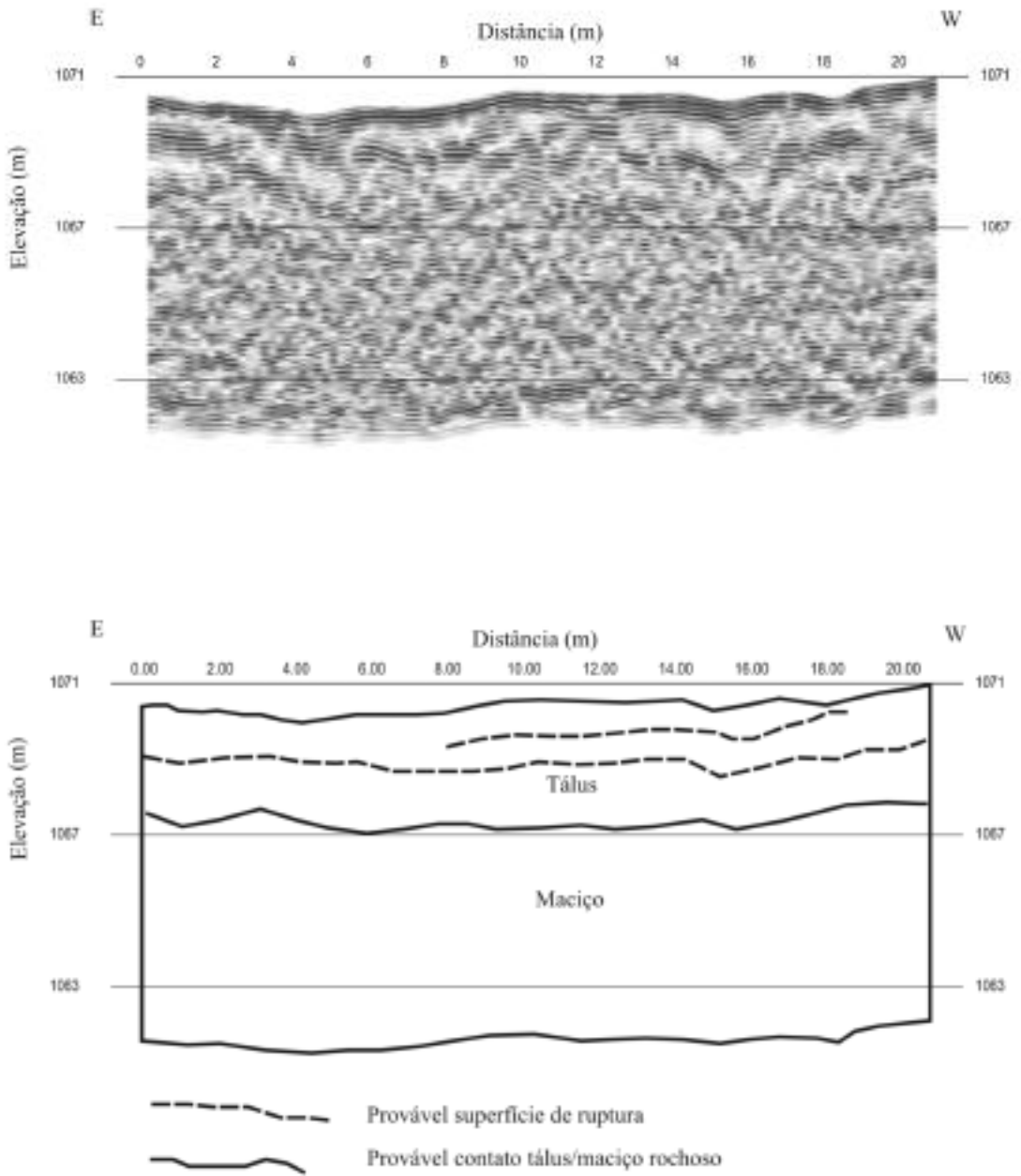
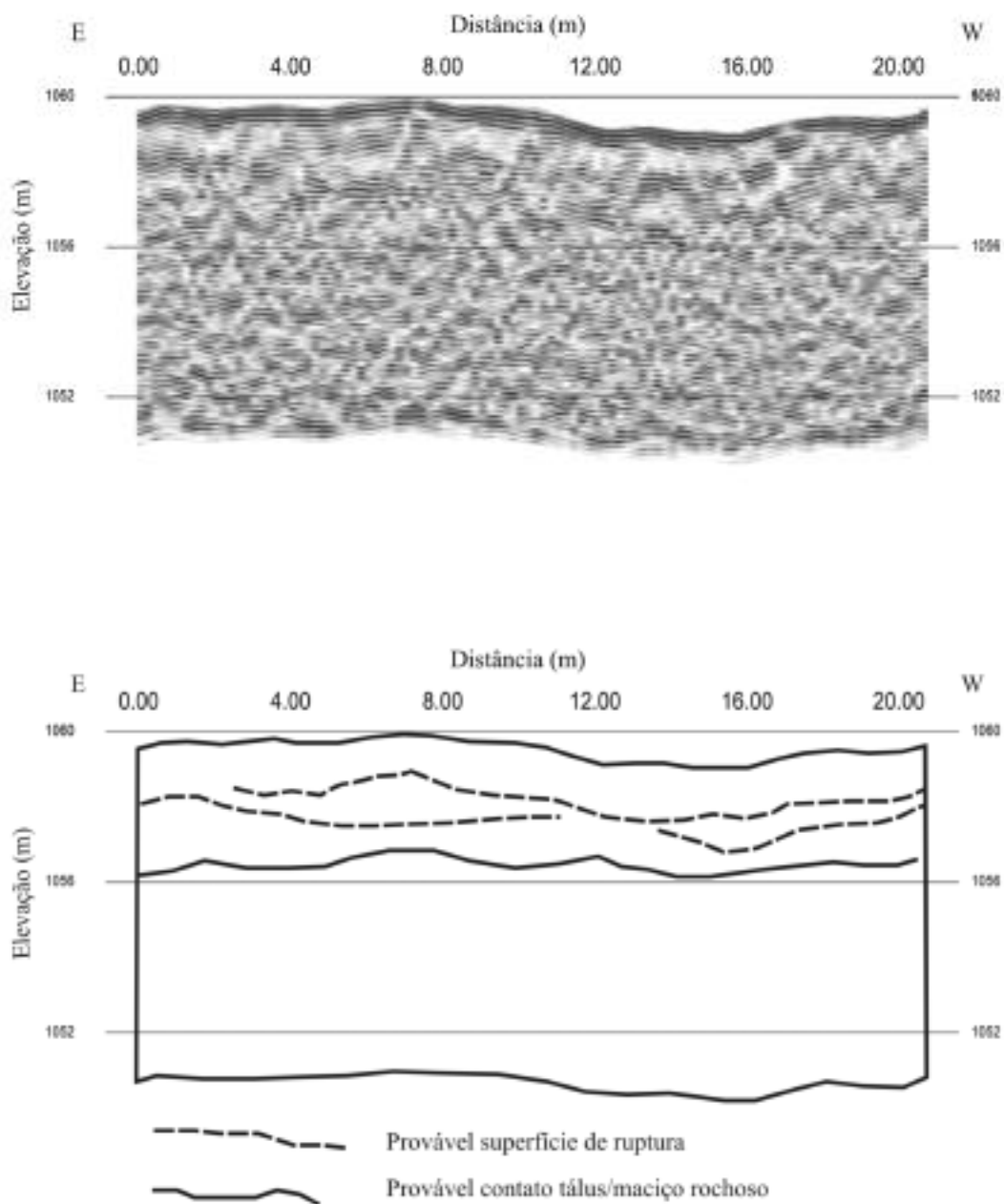


Fig. 11 – Perfil do GPR, realizado com uma antena de 100 MHz, ao longo da linha L1, no Talude Planetóides, seguido de interpretação



**Fig. 12** – Perfil do GPR, realizado com uma antena de 100 MHz, ao longo da linha L3, no Talude Planetóides, seguido de interpretação



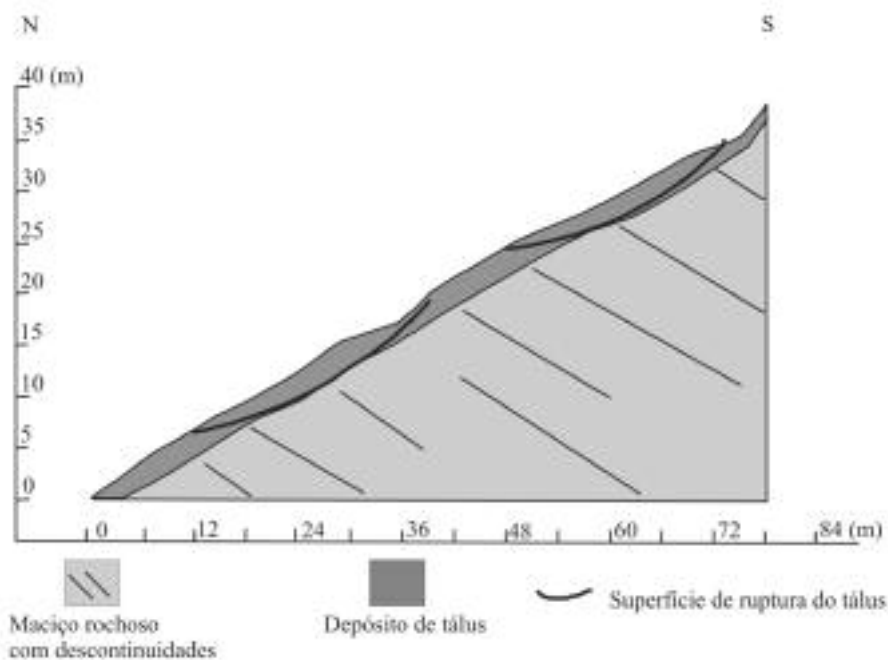
**Fig. 13** – Perfil do GPR, realizado com uma antena de 100 MHz, ao longo da linha L4, no Talude Planetóides, seguido de interpretação

**Quadro 6** – Relação entre os escorregamentos ocorridos no Talude Planetóides e as taxas de precipitação.

Dia da movimentação	mm de chuva/dia	mm de chuva acumulados nos 3 dias anteriores	mm de chuva acumulados durante 4 dias
14/11/2001	28,7	31,4	60,1
18/11/2001	63,7	26,6	90,3
17/12/2001	63,4	27,8	91,2
13/12/2002	102,5	78,6	181,1
08/01/2003	83,5	82,4	165,9

**Quadro 7** – Parâmetros obtidos a partir da retroanálise dos escorregamentos do Talude Planetóides.

Camada de solo	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)	$\rho_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$r_u$ (FS =1)	Poro-pressão (kPa)
Superfície 1	2	28	18	0,23	10
Superfície 2	2	28	18	0,12	5,4



**Fig. 14** – Perfil do Talude Planetóides, simulando duas superfícies de ruptura visualizadas pela prospecção geofísica (linha L1).

Em cada ano, a Prefeitura de Rio Acima enfrenta os transtornos advindos dos escorregamentos do talude. Um pequeno muro de concreto, de 1,3 m de altura, foi construído na base, porém, o depósito de tálus e os blocos rochosos, quando se movimentam, transpõem o muro, atingindo a estrada.

### 3.3.1 – Análise geológica e geotécnica do Talude Rio Acima

O maciço rochoso do Talude Rio Acima foi classificado como um quartzo-sericito-clorito-xisto da Unidade Mestre Caetano, assim denominada por CPRM (1996). As micas de granulometria média são abundantes e, por vezes, aparecem contornando grãos de quartzo, configurando uma textura lepidoblástica à rocha.

#### *Classificação e análise cinemática do maciço rochoso do Talude Rio Acima*

No maciço analisado, foi possível observar uma xistosidade bem pronunciada, com uma direção e mergulho geral de 60/30, que, localmente, muda para 335/30, devido à presença de um dobramento suave e aberto, com o eixo 15/23. Além da xistosidade, 3 famílias de fraturas sub-verticais, persistentes e com um espaçamento médio de 90 cm, foram identificadas (Quadro 8), sendo responsáveis pela delimitação dos blocos que se rompem do xisto.



**Fig. 15** – Vista geral do Talude Rio Acima, onde é possível visualizar o maciço e os depósitos de tálus.

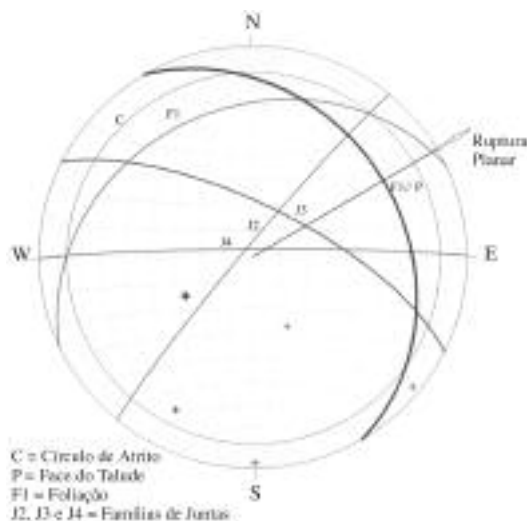
As classificações RMR (Bieniawski, 1989) e Q (Barton *et al.*, 1974) do maciço foram realizadas, para a obtenção de valores aproximados dos parâmetros de resistência. A classificação do maciço conforme o critério RMR foi a classe V (nota = 7), ou seja, maciço muito ruim, com valores prováveis de ângulo de atrito menores ou iguais a 15° e coesão menor que 100 kPa.

Pelo critério Q, o ângulo de atrito encontrado foi de 14°, valor próximo ao encontrado pela classificação RMR. O Sistema Q não oferece valores de coesão, e o valor de coesão menor que 100 kPa pode ser muito variável. Assim, utilizou-se o programa Roclab para o refinamento desses valores, através dos critérios de Hoek e Brown (1980). Os resultados obtidos foram 26 kPa, para a coesão, e 13°, para o ângulo de atrito.

**Quadro 8** – Parâmetros de caracterização das descontinuidades do Talude Rio Acima, conforme critérios da ISRM (1983).

	Atitude (média)	Abertura	Preenchimento	Rugosidade	Espaçamento	Persistência	Resistência
Talude	60/30						
F1	60/30 (335/30)	1 a 6 cm	ausente	ondulado/ estriada	< 1cm	> 20 m	rocha extremamente fraca
J2	310/86	1 a 5 cm	escamas de xisto/silte	plano/rugosa	90 cm	> 20 m	rocha extremamente fraca
J3	27/70	1 a 5cm	escamas de xisto/ausente	plano/rugosa	1,30 m	> 20 m	rocha extremamente fraca
J4	0/87	1 a 5 cm	escamas de xisto/ausente	plano/rugosa	1 m	3 a 10 m	rocha extremamente fraca

A análise cinemática das descontinuidades permitiu a comprovação de que o maciço rochoso é apenas susceptível a rupturas planares (Figura 16). As superfícies de ruptura são paralelas aos planos de xistosidade, que, por sua vez, são paralelos ao plano do talude.



**Fig. 16** – Diagrama estereográfico exibindo a análise cinemática das descontinuidades do Talude Rio Acima.

### 3.3.2 – Investigações geofísicas do Talude Rio Acima

A análise geofísica com o Radargrama (GPR) foi realizada na face do talude, ao longo das linhas L1 e L2 (Figura 17), objetivando caracterizar melhor o sistema de descontinuidades do maciço, e outras estruturas presentes. A primeira linha (L1) foi executada, a partir da cota 760 m até à cota 774 m do talude, paralela ao mergulho da xistosidade. A segunda linha (L2) foi transversal à L1, na cota 764 m. O perfil realizado ao longo de L1, permitiu a detecção clara dos planos de xistosidade, ligeiramente ondulados, e das descontinuidades sub-verticais, principalmente das famílias J3 e J4 (Figura 18).



Foi possível verificar que as descontinuidades sub-verticais são persistentes, e atingem a profundidade de 20 m (cota 748 m, alcançada pelas ondas do GPR). Entretanto, a continuidade de algumas fraturas é interrompida por uma anomalia no perfil, interpretada como um possível veio de quartzo, à profundidade de 752,70 m. No final da linha L1, em direção ao topo do talude, as reflexões das descontinuidades estão mais nítidas e numerosas, o que permite supor maior abertura das fraturas. Neste ponto, também se podem observar blocos limitados pelas descontinuidades. À medida que se deslocam, os blocos rompidos comprimem uns aos outros, provocando imbricação e desenvolvimento de trincas.

O Perfil L2 permite a visualização do dobramento aberto dos planos de xistosidade, das famílias de fratura J2 e J4, e do possível veio de quartzo, cortando as camadas em profundidade (cota 752,70 m - Figura 19).

### 3.3.3 – Análise da estabilidade do Talude Rio Acima

As investigações anteriores permitiram observar que o Talude Rio Acima sofre rupturas planares, segundo blocos pouco espessos, paralelos aos planos de xistosidade. De um modo geral, o comprimento desses blocos é determinado pelo espaçamento entre as fraturas sub-verticais, e a espessura é determinada pelo espaçamento entre as fraturas paralelas à xistosidade, que não ultrapassa 50 cm. As aberturas maiores que 3 cm, observadas nas famílias de fraturas sub-verticais, são indicadores de deslocamento dos blocos. As fraturas paralelas à xistosidade são, provavelmente, desenvolvidas por alívio de tensão, estimulado pela saída dos blocos sotopostos, após escorregamentos, e pela percolação da água nas descontinuidades. Utilizando-se os parâmetros obtidos na classificação do maciço e na análise cinemática, fez-se uma análise da estabilidade do talude, com relação à ruptura planar, com a utilização do programa *Plane Failure Analysis*.

Os dados de entrada (Quadro 9) incluem os valores de resistência do maciço obtidos pelas classificações adotadas. Entretanto, durante a análise, o valor da coesão foi ligeiramente reduzido, de 26 para 21,4 kPa, para possibilitar que fatores de segurança menores ou iguais a 1 fossem alcançados.

**Quadro 9** – Dados de entrada para cálculo do FS da ruptura planar

Dados de Entrada	Ruptura Planar
Ângulo de atrito	13°
Coesão	21,4 kPa
Altura da face do talude considerada	1,3 m
Distância da fenda de tração à Crista	49 m
Peso específico da rocha intacta*	21 kN/m <sup>3</sup>
Peso específico da água	9,8 kN/m <sup>3</sup>
Atitude da xistosidade	60/30
Ângulo da face superior do talude	29,9999°
Ângulo da face inferior do talude	90°
<b>FATORES DE SEGURANÇA OBTIDOS</b>	
Fraturas preenchidas por água	0,973
Fraturas secas	2,7

\* Fonte do dado: Fernandes (2000)

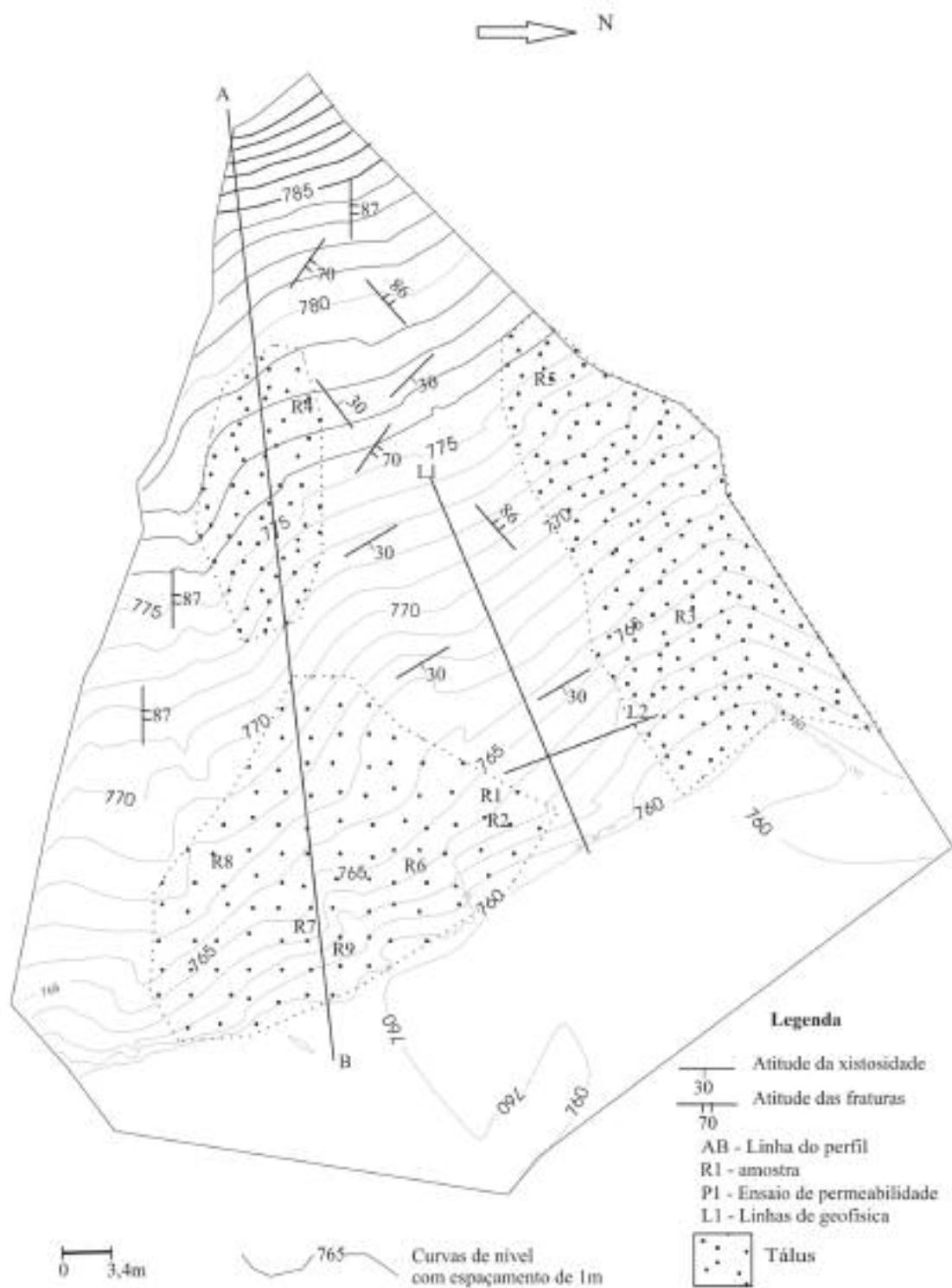
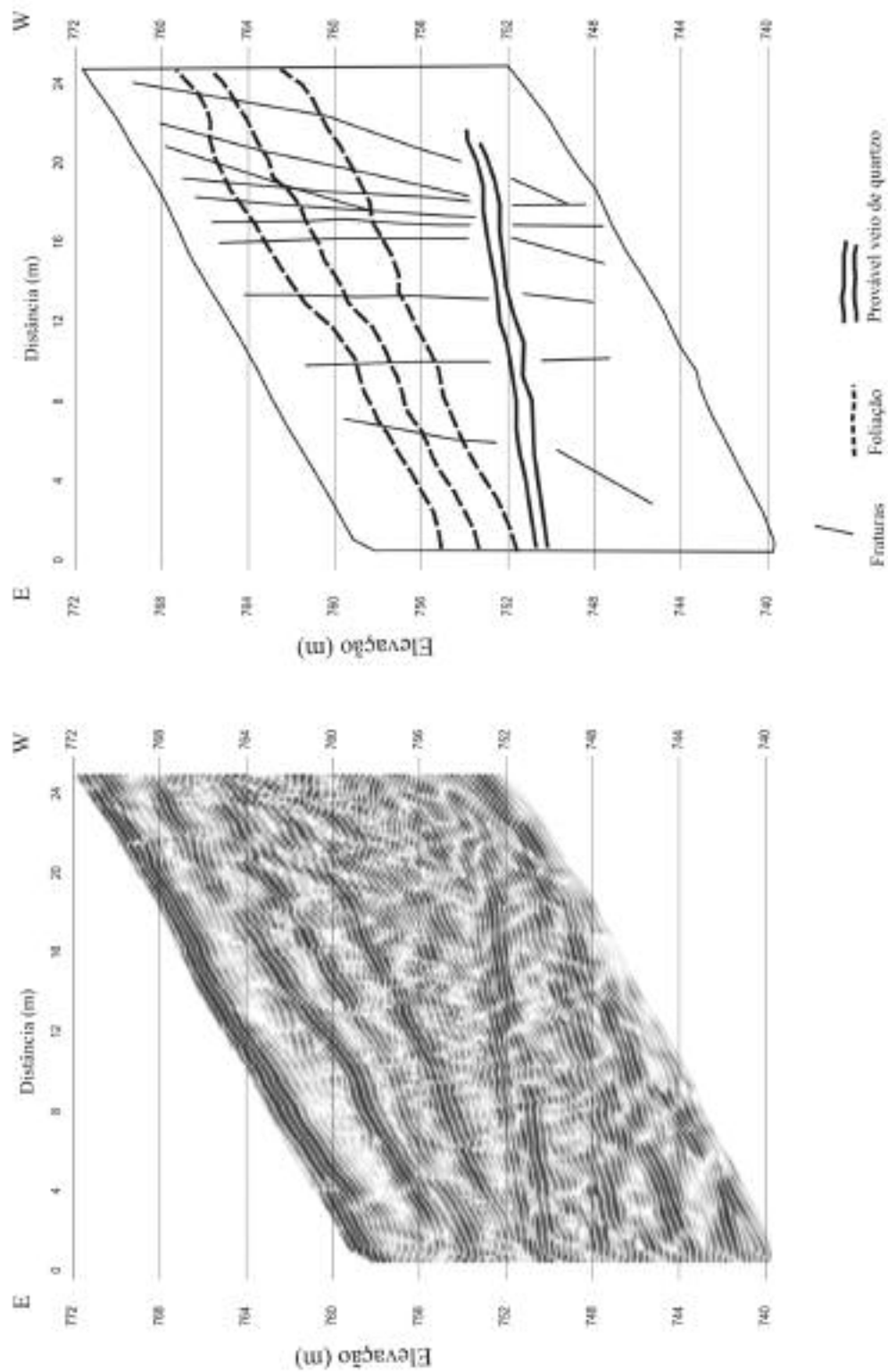
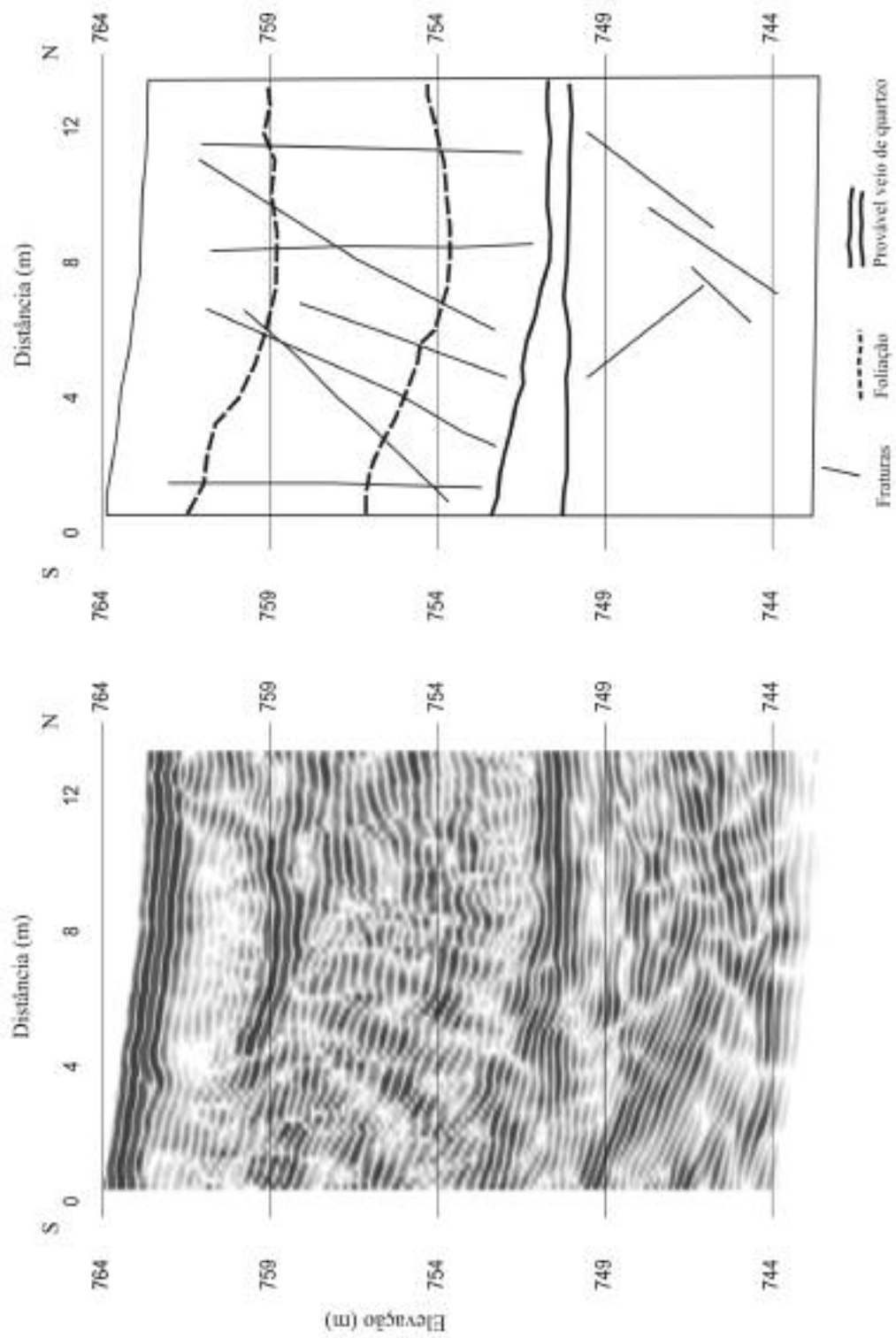


Fig. 17 – Mapa topográfico e geológico do Talude Rio Acima.



**Fig. 18** – Perfil do GPR, realizado com antena de 100 MHz, ao longo da linha L1, no Talude Rio Acima, seguido da interpretação.



**Fig. 19** – Perfil do GPR, realizado com antena de 100 MHz, ao longo da linha L2, no Talude Rio Acima, seguido de interpretação.

Os resultados da investigação geofísica permitiram a simulação dos blocos de ruptura, considerando blocos pouco espessos, retangulares e limitados pelas famílias de descontinuidades (Figura 20). As seguintes características foram estabelecidas para a configuração do bloco de ruptura:

- a face inferior do bloco corresponde ao corte realizado na base do talude, que possui uma altura de 1,30 m, direção paralela à xistosidade e mergulho de  $90^\circ$ .
- a face superior do bloco corresponde à face do talude, com uma direção e mergulho paralelo ao da xistosidade. Entretanto, o valor do mergulho foi de  $29,999^\circ$  e não de  $30^\circ$ , isso para atender às condições de análise de ruptura planar de Hoek e Bray (1981) e Kroeger (2000), que, dentre outras, determinam que a inclinação da face superior do talude deve ser menor que a inclinação do plano de ruptura.

As condições de saturação adotadas consideraram as descontinuidades secas e preenchidas por água. Quando os planos de xistosidade estão preenchidos por água, o fator de segurança é de 0,973, e, quando a xistosidade está seca, o fator de segurança se eleva para 2,7.

De acordo com o resultado obtido, pode-se responsabilizar a água presente nas descontinuidades como o fator condicionante mais importante da ruptura, obviamente considerando o estado prévio de alteração do maciço. As famílias de fraturas sub-verticais, que delimitam os blocos, geram possíveis fendas de tração, e são caminhos de percolação da água até os planos de xistosidade. Neste caso, estas fraturas implicariam em fendas de tração profundas, e cada plano de xistosidade seria uma possível superfície de ruptura.

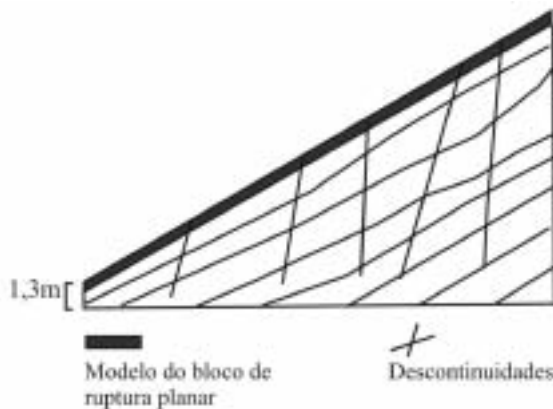


Fig. 20 – Simulação do bloco de ruptura do Talude Rio Acima.

#### 4 – CONCLUSÕES

O estudo realizado permitiu a distinção dos condicionantes e dos mecanismos de ruptura atuantes nos taludes investigados. Os métodos geotécnicos empregados foram essenciais para a obtenção dos dados utilizados nas análises de estabilidade. Os estudos geotécnicos prévios nortearam o trabalho da prospecção geofísica, pois definiram qual o tipo de estrutura e material a ser investigado, e qual a posição e traçado das linhas de prospecção. As investigações geofísicas permitiram a determinação de parâmetros, tais como:

- geometria e localização das superfícies de rupturas, possibilitando a detecção de superfícies planares ou circulares nos depósitos de tálus e maciços rochosos;

- detecção da espessura dos depósitos superficiais, e o traçado da superfície de contato depósito/maciço rochoso;
- observação da intensidade e profundidade de fraturamento dos maciços rochosos, importante aspecto para a análise do estado geral de degradação do maciço rochoso, para a verificação da influência das descontinuidades na percolação da água, e definição da geometria dos blocos que se rompem.

Os parâmetros detectados pela investigação geofísica foram considerados essenciais para a execução das retroanálises e outros estudos de estabilidade. Os dados obtidos pelas retroanálises podem contribuir para o desenvolvimento de planos de defesa civil que visem o monitoramento nos taludes. As poro-pressões desenvolvidas nos taludes, durante períodos de chuva acumulada, podem ser monitoradas através da instalação de piezômetros nas encostas. Diante dos resultados, foi possível estabelecer os mecanismos de ruptura dos três taludes.

No Talude Patagônia, ocorrem duas rupturas, uma planar, ao longo do maciço de filito, e outra circular rasa, no depósito de tálus.

No Talude Planetóides, rupturas do tipo rastejamento, e escorregamentos circulares ocorrem no tálus, com uma espessura de 3 metros. As superfícies de ruptura não alcançam necessariamente o contato solo/maciço, demonstrando que a frente de saturação provoca tensões que alcançam as tensões de fluência do material, antes de ser atingido o contato.

Em taludes com cortes paralelos à xistosidade, como o Talude Rio Acima, geralmente predomina o escorregamento planar. Nestes taludes, o processo de alívio de tensão contribui para a total perda de resistência coesiva dos planos de xistosidade. Os blocos limitados pelas outras famílias de descontinuidades ficam, praticamente, sustentados pelo atrito, até que, durante a estação chuvosa, a água infiltrada desencadeia as movimentações.

Todas as análises de estabilidade dos maciços rochosos, para as rupturas em cunha e planar, revelaram que, independentemente da posição das descontinuidades nos taludes, as movimentações somente irão ocorrer quando as descontinuidades estiverem preenchidas por água. Os fatores de segurança calculados passam de valores maiores do que 1, quando os maciços estão secos, para valores menores do que 1, quando as descontinuidades contêm água.

Medidas preventivas e corretivas dos escorregamentos devem considerar os mecanismos e modelos de ruptura determinados, e soluções padrões devem ser evitadas. Dessa forma, o estabelecimento de medidas preventivas contra movimentos de massa, e reparadoras dos taludes escorregados, deve levar em consideração todos os fatores condicionantes e os tipos de mecanismos de ruptura característicos de cada situação descrita. De acordo com Santos (2002): “Para que o comando da natureza seja coroado de êxito, deve incorporar (obedecer) as leis que regem as características dos materiais e dos processos geológicos naturais afetados.”

## 5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abramson, L. W., Lee, T. S., Sharma, S., Boyce, G. M. 2001. *Slope Stability and Stabilization Methods*. New York, John Wiley (2 ed.). 712 p.
- Balaam, N. P. 2001. *Slope Stability Analysis – User’s Manual for Program XSlope for Windows*. Centre for Geotechnical Research – University of Sydney, Sydney. 98 p.
- Barton, N., Lien, R., Lunde, J. 1974. Engineering Classification of Rock Masses. *Rock Mechanics*. 6 (4): 189-236.

- Bieniawski, Z. T. 1989. *Engineering Rock Mass Classification*. New York, John Wiley. 215 p.
- Bishop, A.W. 1955. The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Earth Slopes, *Geotechnique*. (5): 7-17.
- Bishop, A.W., Morgenstern, N. 1960. Stability Coefficients for Earth Slopes. *Geotechnique*. **10** (4): 129-147.
- CPRM, 1996. *Projeto Rio das Velhas*. Belo Horizonte, CPRM. 203 p. (Texto, Vol. 1).
- Duncan, J. M. 1996. Soil Slope Stability Analysis. In: Turner, A. K, Schuster, R.L. (ed.). *Landslides - Investigation and Mitigation*, Special Report 247. Washington, National Academy Press. 337-371.
- Fernandes, G. 2000. *Caracterização Geológico-Geotécnica e Propostas de Estabilização da Encosta do Morro do Curral-Centro de Artes e Convenções de Ouro Preto*. Escola de Minas, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Dissertação de Mestrado. 136 p.
- Fontoura, S. A. B., Campos, L. E. P., Filho, L. M. C. 1984. A Reanalysis of Some Slides in Gneissic Residual Soils. In: *Proceedings of IV International Symposium on Landslides*, Toronto, **1**: 625-629.
- Gomes Correia, A. 1988. Revisão da Classificação de Solos para Propósitos de Engenharia. *Geotecnia*. **52**: 75-90.
- Hoek, E., Bray, J. 1981. *Rock Slope Engineering*. London, IMM & Elsevier Applied Science. 527 p.
- Hoek, E., Brown, E. T. 1980. *Underground Excavations in Rock*. London, Institution of Min. Metall., 527 p.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C. T., Corkum, B. 2002. Hoek-Brown Failure Criterion-2002 Edition. In: *Proc. North American Rock Mechanics Symposium*. Toronto, 1-7.
- ISRM – International Society for Rock Mechanics. 1983. *Métodos para a Descrição Quantitativa de Descontinuidades em Maciços Rochosos*. São Paulo, ABGE e Comitê Bras. de Mec. das Rochas. 132 p. (Tradução n.º 12).
- Kroeger, E. B. 1999. *Slope Stability Software*. **1**: 1-3, <<http://www.engr.siu.edu/mining/kroeger>>
- Kroeger, E. B, 2000. Analysis of Plane Failures in Compound Slopes. *International Journal of Surface Mining, Reclamation and Environment*. **14**: 215-222.
- Rocscience Inc. 2002. *Roclab-Rock Mass Strength Analysis Using the Hoek-Brown Failure Criterion – User's Guide*. Toronto, Rocscience. 25 p.
- Santos, A. R. 2002. *Geologia de Engenharia – Conceitos, Métodos e Prática*. São Paulo, ABGE-IPT. 219 p.
- Souza, L. A. P., Silva, R. F., Iyomasa, W. S. 1998. Métodos de Investigação. In: Oliveira A. M. S., Brito S. N. A (ed.). *Geologia de Engenharia*. São Paulo, ABGE. 163-196.
- Telford, W. M., Geldart, L. P., Sheriff, R. E. 1990. *Applied Geophysics*. Cambridge, University Press. 770 p.
- Terzaghi, K., Peck, R. B. 1967. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York, John Wiley. 659 p.

## 6 – AGRADECIMENTOS

Ao CNPq (Conselho Nacional de Pesquisa) pelo financiamento deste projeto.





# A EXPERIÊNCIA DE COLOCAÇÃO DE GEOMEMBRANAS DE PEAD EM ATERROS DE RSU

Lessons learned with the experience of HDPE geomembranes application in MSW landfills

Maria da Graça Alfaro Lopes\*

**RESUMO** – Em Portugal, nos últimos 10 anos, houve uma grande mudança na política de gestão de resíduos, tendo-se encerrado as lixeiras existentes e construído em sua substituição cerca de 40 aterros de RSU. Numa altura em que os primeiros destes aterros começam a atingir o limite da sua vida útil, sendo por isso necessário iniciar uma nova fase de construções deste tipo de infra-estruturas e dada a importância que o desempenho das geomembranas tem na eficácia do funcionamento dos sistemas de confinamento dos aterros de RSU, considerou-se importante retirar alguns ensinamentos para o futuro sobre a experiência de colocação de geomembranas na base e taludes de mais de uma dezena de aterros de RSU do nosso país, nomeadamente no que respeita aos materiais utilizados, às técnicas empregues e aos problemas encontrados.

**ABSTRACT** – During the last ten years a significant effort has been made to change the waste management policy in Portugal. In particular, all open dumps were closed and replaced by about 38 MSW landfills which have been built. Currently, as the first of these landfills are reaching the limit of their service life it is necessary to begin a new building phase of this type of infrastructures. Given the important role of geomembranes in the MSW landfills bottom liner system performance, it has been considered important to present the lessons learned with the experience of geomembranes placement in more than ten Portuguese MSW landfills, namely in relation to the used materials, the employed techniques and the perceived problems.

## 1 – INTRODUÇÃO

A gestão de resíduos e, nomeadamente, dos resíduos sólidos urbanos (RSU), teve um grande impulso e desenvolvimento a partir da aprovação, em Novembro de 1996, do Plano Estratégico de Gestão de Resíduos Sólidos Urbanos (PERSU), que apresentava como grandes linhas de acção, o encerramento das cerca de 300 lixeiras existentes e a sua substituição por infra-estruturas adequadas de confinamento em aterro. Assim passou-se de 13 novos aterros de RSU em 1996, para 18 em 1997, 28 em 1998, 32 em 1999, 34 em 2000 e 38 em 2001. Numa altura em que os primeiros destes aterros começam a atingir o limite da sua vida útil, sendo por isso necessário iniciar uma nova fase de construções deste tipo de infra-estruturas e, dada a importância que o desempenho das geomembranas tem na eficácia do funcionamento dos sistemas de confinamento dos aterros de RSU, considerou-se importante apresentar os ensinamentos sobre a experiência de colocação de geomembranas em mais de uma dezena de aterros de RSU no nosso país.

Assim, com este trabalho, pretende-se, por um lado, apresentar os materiais, as técnicas utilizadas e os problemas encontrados durante a colocação de geomembranas na base e taludes dos aterros de RSU e, por outro lado, retirar alguns ensinamentos para o futuro.

---

\* Professora Coordenadora do ISEL. E-mail: glopes@dec.isel.ipl.pt

## 2 – AS GEOMEMBRANAS NOS ATERROS DE RSU

Num aterro de RSU, as geomembranas podem ser utilizadas no sistema de confinamento basal e dos taludes, com a função de minimizar a fuga de lixiviados e, no sistema de cobertura, com as funções de controlar a infiltração das águas superficiais (e consequentemente a produção de lixiviado) e de evitar a migração não controlada do biogás.

Para além de terem de cumprir as funções indicadas, as geomembranas têm ainda de resistir a agressões químicas e biológicas por parte dos resíduos, lixiviados e biogás, a agressões mecânicas durante a construção (tráfego de obra, colocação de camadas sobrejacentes) e exploração (peso dos resíduos, assentamentos da cobertura ou fundação) e ainda ao efeito da exposição aos raios solares, entre outros. Na Tabela 1 resume-se as solicitações a que as geomembranas podem estar sujeitas quando utilizadas nos sistemas de confinamento basal, dos taludes e de cobertura de aterros de RSU.

**Tabela 1** – Solicitações das geomembranas nos dispositivos de confinamento basal, dos taludes e de cobertura de aterros de RSU (CFGG (1994)).

Tipo de solicitação	Base	Taludes	Cobertura		
			Inclinação < 5%	Inclinação > 5%	
<b>Química/biológica</b>	XXX	XX	XX	XX	
Mecânica:					
assentamentos	<div style="display: flex; align-items: center;"> <span style="font-size: 2em; margin-right: 5px;">{</span> <div style="margin-left: 5px;"> <p>a curto prazo</p> <p>a longo prazo</p> </div> </div>	<div style="display: flex; align-items: center;"> <span style="font-size: 2em; margin-right: 5px;">{</span> <div style="margin-left: 5px;"> <p>X</p> <p>XX</p> </div> </div>	<div style="display: flex; align-items: center;"> <span style="font-size: 2em; margin-right: 5px;">{</span> <div style="margin-left: 5px;"> <p>X</p> <p>XX</p> </div> </div>	<div style="display: flex; align-items: center;"> <span style="font-size: 2em; margin-right: 5px;">{</span> <div style="margin-left: 5px;"> <p>–</p> <p>XXX</p> </div> </div>	<div style="display: flex; align-items: center;"> <span style="font-size: 2em; margin-right: 5px;">{</span> <div style="margin-left: 5px;"> <p>–</p> <p>XX</p> </div> </div>
deslizamentos	X	XXX	–	XX	
punçoamentos	<div style="display: flex; align-items: center;"> <span style="font-size: 2em; margin-right: 5px;">{</span> <div style="margin-left: 5px;"> <p>a curto prazo</p> <p>a longo prazo</p> </div> </div>	<div style="display: flex; align-items: center;"> <span style="font-size: 2em; margin-right: 5px;">{</span> <div style="margin-left: 5px;"> <p>XXX</p> <p>XX</p> </div> </div>	<div style="display: flex; align-items: center;"> <span style="font-size: 2em; margin-right: 5px;">{</span> <div style="margin-left: 5px;"> <p>–</p> <p>XX</p> </div> </div>	<div style="display: flex; align-items: center;"> <span style="font-size: 2em; margin-right: 5px;">{</span> <div style="margin-left: 5px;"> <p>–</p> <p>XX</p> </div> </div>	<div style="display: flex; align-items: center;"> <span style="font-size: 2em; margin-right: 5px;">{</span> <div style="margin-left: 5px;"> <p>–</p> <p>XX</p> </div> </div>
peso dos resíduos	XX	XX	–	–	
<b>Carga hidráulica</b>	XX	–	–	–	
<b>Gelo/degelo</b>	X	XX	XX	XX	
<b>Ultra-violetas (UV)</b>	X	XX	X	X	
<b>Vandalismo/roedores</b>	X	X	XX	XX	
<b>Vegetação</b>	–	–	XX	XX	

Curto prazo < 6 meses; longo prazo > 6 meses.

X=baixa; XX=média; XXX=alta.

## 3 – A SELECÇÃO DO TIPO DE GEOMEMBRANA

Como foi referido, nos aterros de RSU as geomembranas têm não só de garantir uma baixa permeabilidade a longo prazo, mas também apropriadas resistências química, biológica, mecânica e ao atrito. Pelo exposto e tendo em consideração as vantagens e desvantagens das geomembranas mais comuns apresentadas na Tabela 2, no confinamento basal dos aterros de RSU é usual dar-se preferência à utilização de geomembranas de polietileno de alta densidade (PEAD), pela sua resistência química, mecânica, durabilidade e por permitirem soldaduras resistentes do ponto de vista mecânico e hidráulico. Estas geomembranas, embora rígidas, têm boas propriedades físicas e con-

seguem suportar as tensões elevadas muitas vezes impostas durante a construção do aterro. Na cobertura é usual a preferência por geomembranas de polietileno de baixa densidade (PEBD) por terem muitas das propriedades das geomembranas de PEAD, mas serem mais flexíveis e assim poderem acompanhar mais facilmente os assentamentos dos resíduos, com menos perigo de punçamento.

**Tabela 2** – Vantagens e desvantagens das geomembranas mais comuns (adaptado de Bagchi (1994) e McBean (1995)).

Propriedade	Tipo de geomembrana			
	PEAD*	PEBD*	CSPE**	PVC**
Resistência a alta temperatura	↑↑↑↑	↑↑↑↑	↑↑↑↑	↓
Resistência a baixa temperatura	↑↑↑	↑↑↑	↑↑↑	↓
Resistência biológica	↑↑↑	↑↑↑	↑↑	?
Resistência química	↑↑↑↑	↑↑↑	↑↑↑	↑↑↑
Resistência aos ultra – violetas (UV)	↑↑↑↑	↑↑↑↑	↑↑↑↑	↓
Resistência máxima à tracção	↑↑↑	↑↑	↑↑↑↑	↑↑↑
Resistência ao punçamento	↑ a ↑↑	↑ a ↑↑	↑ a ↑↑	↑↑
Resistência ao atrito	↑	↑↑↑	↑↑↑	↑↑↑
Facilidade de colocação	↑	↑↑	↑↑	↑↑↑
Facilidade de realizar as soldaduras	↑	↑	↑↑	↑↑
Custo	moderado	moderado	alto	baixo

\* PEAD – polietileno de alta densidade; PEBD – polietileno de baixa densidade.

\*\* CSPE – polietileno clorosulfonado; PVC – policloreto de vinilo.

↓ = má; ↑ = baixa; ↑↑↑↑ = alta, ? = não referida.

Após o dimensionamento da geomembrana e definição das suas características relevantes, tendo em consideração as solicitações a que irá estar sujeita, é necessário escolher, entre os produtos propostos pelos diferentes fabricantes, aquele que melhor cumpre as especificações de projecto. Os fabricantes costumam fornecer fichas técnicas dos seus produtos, onde indicam os valores das propriedades consideradas importantes para as funções que esses produtos desempenham em diversas aplicações. A escolha de uma geomembrana passa assim pela comparação dos valores das propriedades indicadas nas fichas técnicas fornecidas pelos fabricantes com os valores das propriedades indicadas nas especificações de projecto. Esta tarefa tem sido dificultada pelo facto das normas de ensaio utilizadas pelos fabricantes nem sempre serem equivalentes às especificadas no projecto, pois para as geomembranas ainda não existem normas harmonizadas (europeias) para a caracterização de todas as suas propriedades, conforme se mostra na Tabela 3.

A comparação entre os valores indicados para as propriedades nas especificações de projecto e nas fichas técnicas deve ser efectuada com prudência, por normalmente os valores referidos nas especificações de projecto serem os valores máximos (ou mínimos) das propriedades, e nas fichas técnicas dos fabricantes serem apresentados normalmente os valores médios, consideravelmente diferentes dos anteriores como se exemplifica na Figura 1.

**Tabela 3** – Propriedades das geomembranas e respectivas normas de ensaios.

Propriedade	Tipo de geomembrana		
	mais comuns	ISO	EN
Massa surfática	ASTM D 1910	ISO 9864	prEN 1849-2
Massa volúmica	ASTM D 792 ASTM D 1505 DIN 53479	ISO 1183	–
Espessura	ASTM D 5199 DIN 53353	ISO 9863	prEN 1849-2
Resistência à tracção	na cedência	ISO 527	prEN 12311-2
	na rotura		
Extensão	na cedência		
	na rotura		
Resistência ao punçoamento (estático)	ASTM D 4833 FTMS 101, m. 2065 DIN 43507	ISO 12236	EN ISO 12236
Resistência ao rasgamento	ASTM D 1004 DIN 5315	ISO 13434	–
Resistência aos lixiviados	–	–	EN 14415
Resistência à penetração de raízes	–	–	prEN 14416
Resistência à oxidação (envelhecimento térmico)	ASTM D 5885 ASTM D 3895	ISO 13438	prEN 14575
Resistência ao “stress cracking”, por exposição atmosférica	ASTM D 1693 ASTM D 5397 ASTM D 2552	ISO 6252	prEN 14576
Teor em negro de carbono	ASTM D 1603 ASTM D 4218	ISO 11358 ISO 06964	–
Dispersão em negro de carbono	ASTM D 3015 ASTM D 5596	ISO 11420	–



**Fig. 1** – Diferença entre os valores médios e mínimos das propriedades (Koerner (1998)).

Nas primeiras aplicações de geomembranas em aterros de RSU a grande preocupação era a sua durabilidade e a sua compatibilidade química com os resíduos e lixiviados. Hoje em dia é já aceite que a durabilidade da geomembrana não é uma preocupação para o tempo de vida útil da obra (Hsuan & Koerner (1998) e Rowe & Sangam (2002)). Agora e ainda, a grande preocupação, que pode por em causa o comportamento a longo prazo da geomembrana, é a qualidade da sua colocação em obra.

## 4 – A COLOCAÇÃO DA GEOMEMBRANA

### 4.1 – Acções prévias

Antes da colocação dos painéis de geomembrana há um conjunto de acções prévias a desenvolver, por um lado, relativamente à recepção e transporte das geomembranas e, por outro, relativamente à preparação das superfícies de apoio e valas de ancoragem.

#### 4.1.1 – Recepção, transporte e armazenamento de geomembranas

Quando os rolos de geomembrana são descarregados deve-se verificar se não sofreram danos durante o transporte até à obra, rejeitando os que apresentarem danos graves ou suprimindo nos rolos as espiras necessárias até eliminar o(s) defeito(s). Seguidamente deve-se comprovar que o produto recebido cumpre as especificações de projecto, através da análise de certificados de controlo de qualidade (dentro da validade) ou/e realização de ensaios de conformidade.

O equipamento para transporte em obra deve ser o adequado, para que não se verifiquem quaisquer danos nos rolos de geomembrana (Figura 2) e zelar para que o manuseamento pelo pessoal do instalador se faça com os devidos cuidados (não deve ser permitido arrastar, deslizar ou empurrar os rolos).

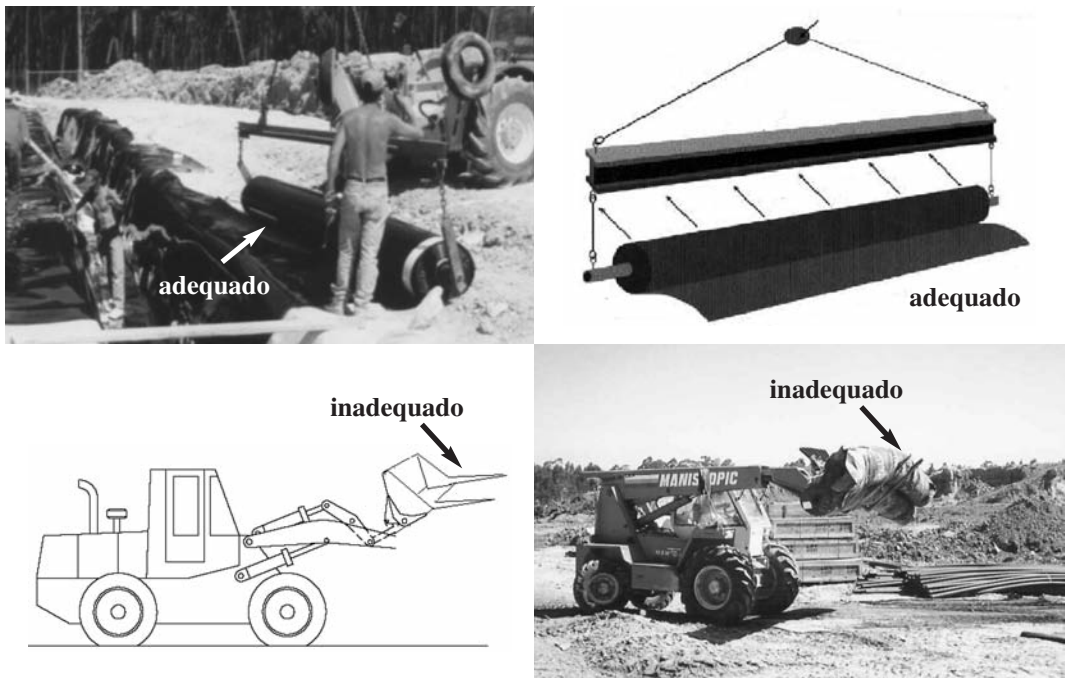


Fig. 2 – Exemplo de transporte adequado e inadequado.

O armazenamento das geomembranas deve ser o adequado para evitar, por exemplo, sujidade, danos mecânicos, vandalismo, passagem de veículos, etc. O empilhamento de rolos de geomembranas de PEAD pode ser permitido desde que não implique a rotura do núcleo do rolo (normalmente o limite é de quatro rolos). A superfície sobre a qual podem ser colocados os rolos deve ser minimamente preparada para que pedras ou objectos contundentes não danifiquem a geomembrana e também para esta não permanecer permanentemente molhada (Figura 3).



**Fig. 3** – Exemplo de armazenamento temporário adequado e inadequado.

#### **4.1.2 – Preparação da superfície de apoio**

Para além da verificação da conformidade dos alinhamentos, inclinações e compactação da camada de solo subjacente à geomembrana, é muito importante que imediatamente antes da colocação dos painéis de geomembrana se efectue uma inspeção cuidada que inclua a verificação da inexistência de: materiais contundentes (pedras, raízes, resíduos, etc.), mudanças abruptas de inclinação, zonas “moles”, fendilhação (por dissecação, erosão, etc.) (Figura 4) e deteriorações devidas ao trânsito local. No caso de se detectarem anomalias deve e providenciar-se as reparações julgadas necessárias.



**Fig. 4** – Estado da superfície do talude devido à exposição aos agentes atmosféricos.

Na Figura 5 mostra-se uma rotura por punçoamento detectada na geomembrana devido à existência de um osso (resíduo transportado por um pássaro) não removido da superfície do solo, antes da colocação do geossintético bentonítico (subjacente à geomembrana).

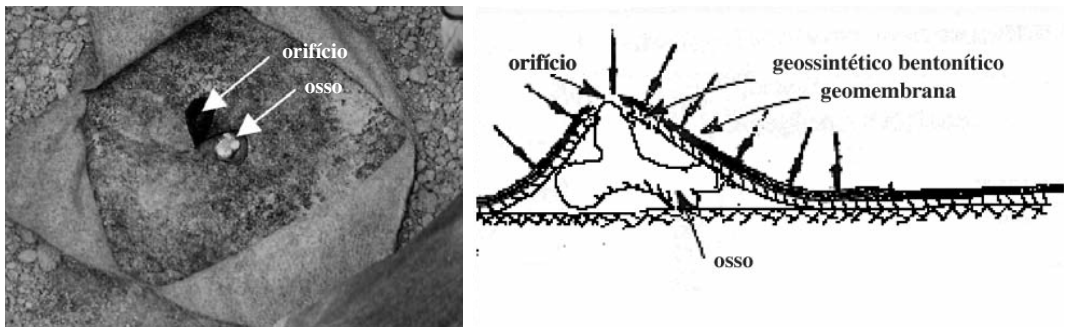


Fig. 5 – Rotura por punçoamento da geomembrana (Lopes & Lopes (2002)).

#### 4.1.3 – Vala de ancoragem

A vala de ancoragem, que tem de ser realizada antes da colocação da geomembrana, deve ser construída de acordo com as dimensões e localização especificadas em projecto, recomendando-se no entanto as dimensões mínimas indicadas na Figura 6b (Recomendações IGS Brasil IGSBR IGMT 01 (2003)). A vala deve ser arredondada nos cantos, para evitar danos na geomembrana, não deverá haver solo solto entre a vala (Figura 6a) e a geomembrana e o material de enchimento deve ter a forma e as dimensões que não causem danos à geomembrana (Figura 6c).

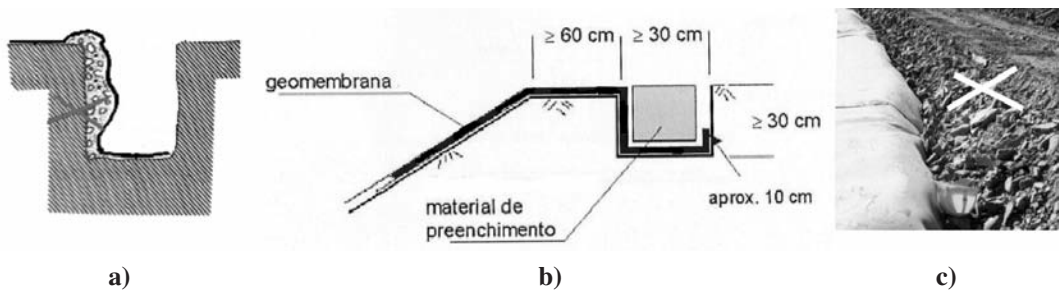
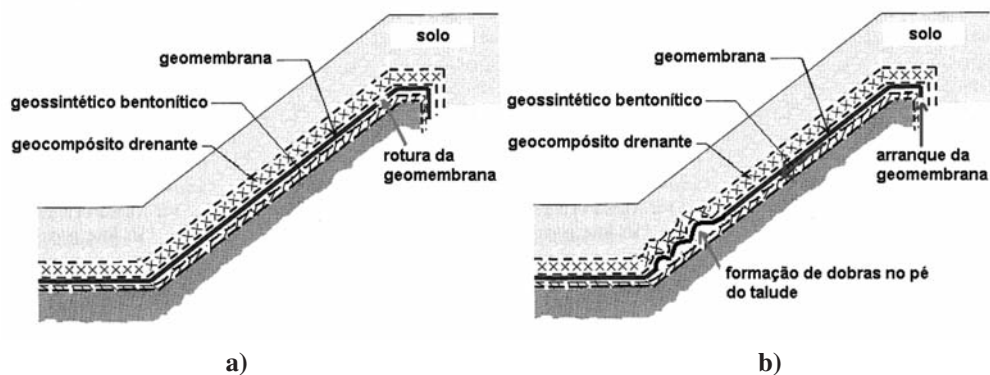


Fig. 6 – Vala de ancoragem: valores mínimos e incorrecções.

Devido à utilização de vários geossintéticos na constituição do sistema de confinamento, e atendendo aos baixos valores de resistência ao corte entre eles (Tabela 4), o dimensionamento da vala de ancoragem deve ser efectuado de forma a evitar problemas de rotura ou arranque da geomembrana na zona de ancoragem (Figura 7), sobretudo quando se recorre a alturas e inclinações elevadas dos taludes de escavação, com o objectivo de aumentar a capacidade de armazenamento de resíduos. Contudo, e ainda que o dimensionamento esteja correcto, sucede com alguma frequência o escorregamento da geomembrana durante a construção e a subsequente formação de dobras no pé do talude (Figura 8) por insuficiente carregamento provisório da geomembrana no interior da vala de ancoragem, que é normalmente efectuado quer com sacos de areia, quer com solo, como se mostra na Figura 9.

**Tabela 4** – Valores típicos dos ângulos de atrito entre geossintéticos (Bouzza et al (2002) e Sharma & Lewis (1994)).

Atrito entre geossintéticos	Geomembrana HDPE (lisa)	Geomembrana HDPE (rugosa)	Georrede
Geotêxtil tecido	7°-11°	9°-17°	9°-18°
Geotêxtil não tecido agulhado	8°-12°	15°-33°	10°-27°
Geotêxtil não tecido termoligado	9°-11°	15°-16°	17°-21°
Georrede	5°-19°	7°-25°	–
Geossintético bentonítico	8°-16°	15°-25°	–



**Fig. 7** – Tipos de instabilidade: rotura (a) e arranque (b) da geomembrana.



**Fig. 8** – Dobras no pé de talude por insuficiente carregamento provisório (Lopes, 2000 a e b).





Fig. 9 – Carregamento provisório com sacos (a) e solo (b).

#### 4.2 – Colocação dos painéis de geomembrana

Após se verificar que a superfície da camada subjacente à geomembrana não sofreu alterações desde a sua aprovação até à colocação da geomembrana, e que na eventual colocação de um geossintético subjacente à geomembrana este apresenta a sua superfície limpa e sem resíduos, pode-se começar o transporte dos rolos de geomembrana para o local de colocação. Como já se referiu, deve ter-se todo o cuidado para que os equipamentos usados no transporte e desenrolamento da geomembrana não causem danos ao solo de suporte e à geomembrana.

A colocação dos painéis de geomembrana deve seguir a ordem indicada num esquema de disposição previamente acordado, e estes devem ser numerados “*in situ*”, sequencialmente à sua colocação (Figura 10).

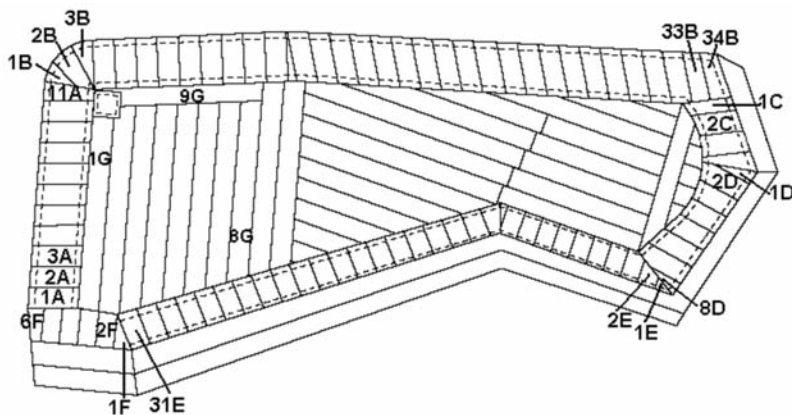


Fig. 10 – Exemplo de esquema de disposição de painéis (adaptado de Engepol, Technical Manual (2002)).

Para além do esquema de disposição geral, também devem estar indicados os pormenores da disposição dos painéis em pontos críticos, nomeadamente nos cantos dos taludes e em curvas (Figuras 11 e 12).

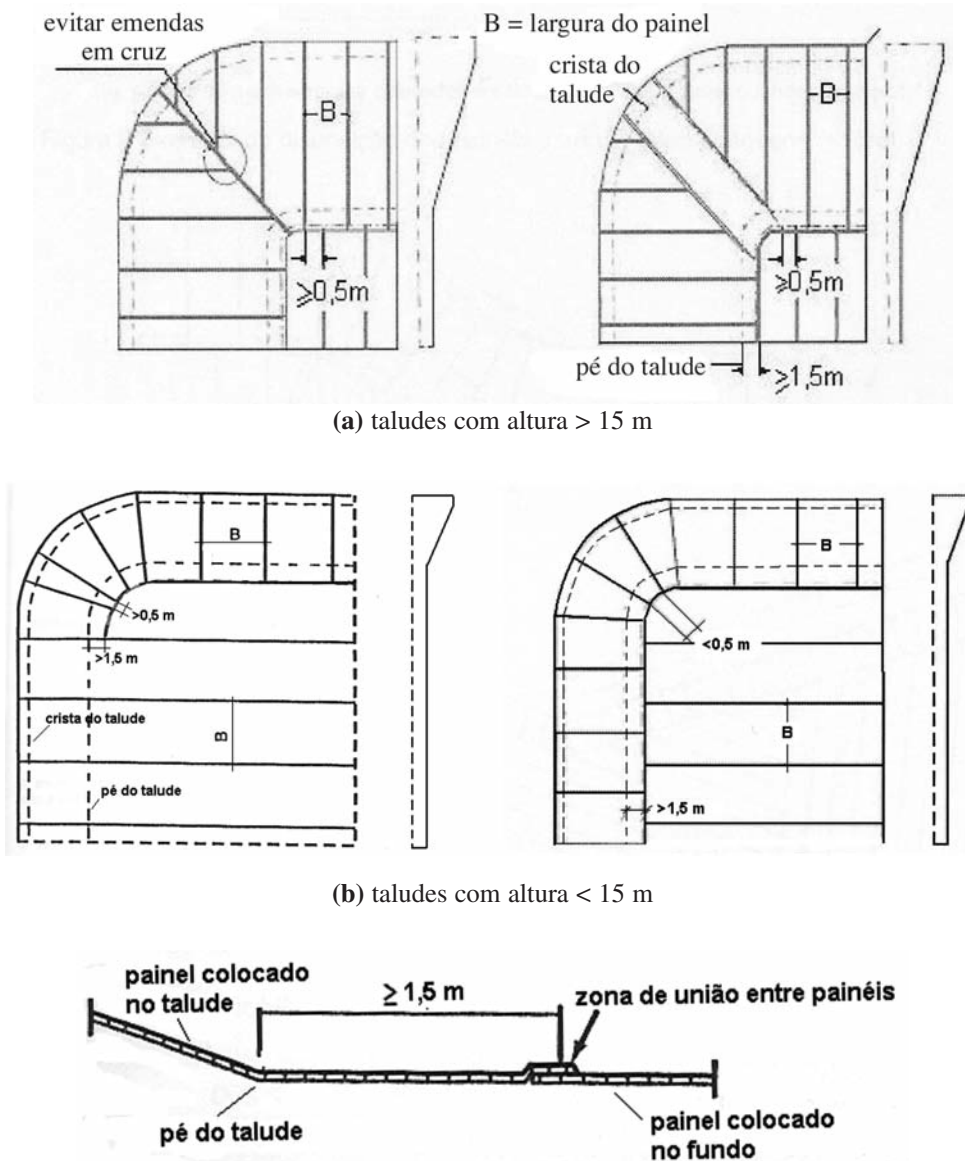


Fig. 11 – Exemplos de disposição de painéis em taludes (Directive DVS 2225, Parte 4 1996).

Como se pode verificar na Figura 11, os painéis de geomembrana devem ser colocados paralelamente à linha de maior declive do talude. Devem-se evitar as uniões em cruz e as uniões em T com um intervalo inferior a 0,5 m.

As uniões entre os painéis de geomembrana colocados nos taludes e na base devem ser efectuadas a uma distância do pé do talude de pelo menos 1,5 m.

Não é recomendável a realização de sobreposições horizontais nos taludes (Figura 12). Caso seja inevitável não devem localizar-se nem na parte superior do talude nem a uma distância inferior a 15 cm do pé do talude.

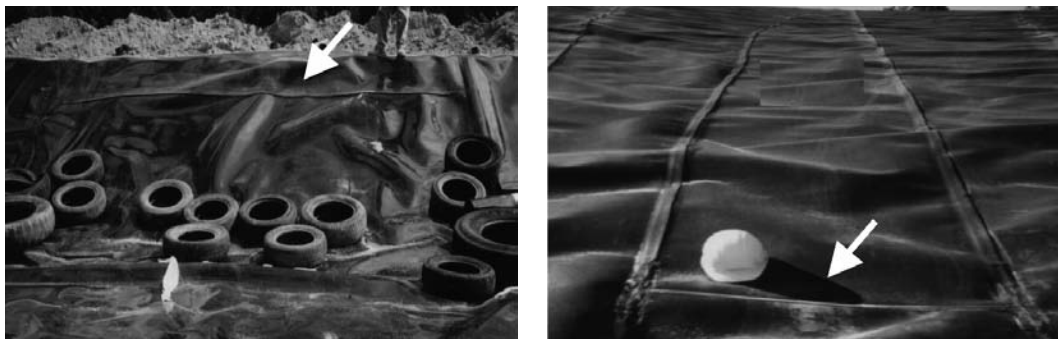


Fig. 12 – Exemplos de sobreposições horizontais em talude.

Deve ainda ter-se o cuidado de realizar as sobreposições existentes na base do aterro de forma adequada (ver Figura 13a), ou seja tendo em consideração a inclinação da base e consequentemente o sentido do escoamento do lixiviado.

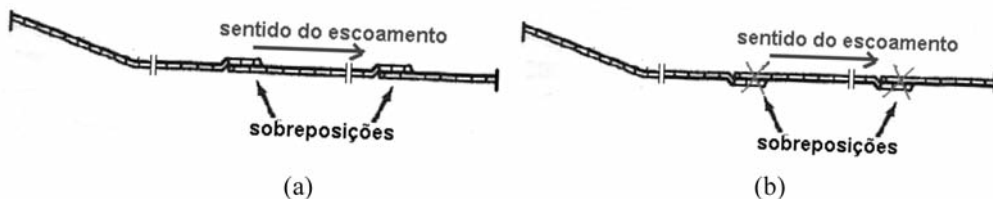


Fig. 13 – Exemplo de sobreposições adequadas (a) e inadequadas (b) na base do aterro.

Os painéis devem ser colocados a partir da crista do talude e de forma a ter o mínimo de rugas possível, pelo que a disposição dos painéis em curva deve ser efectuada da forma indicada na Figura 14.

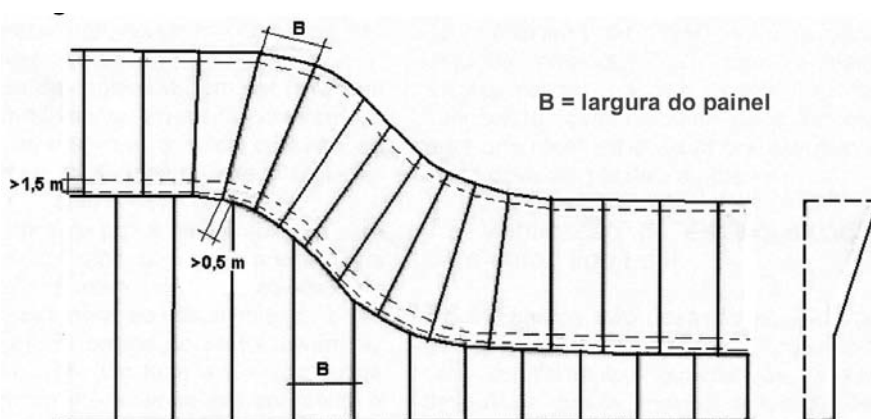
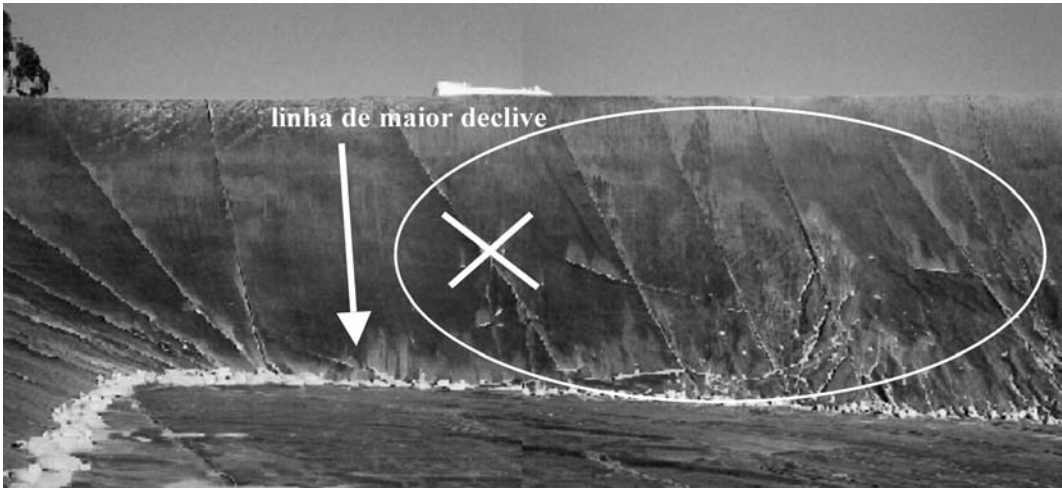


Fig. 14 – Exemplo de disposição de painéis em curva (Directive DVS 2225, Parte 4 1996).

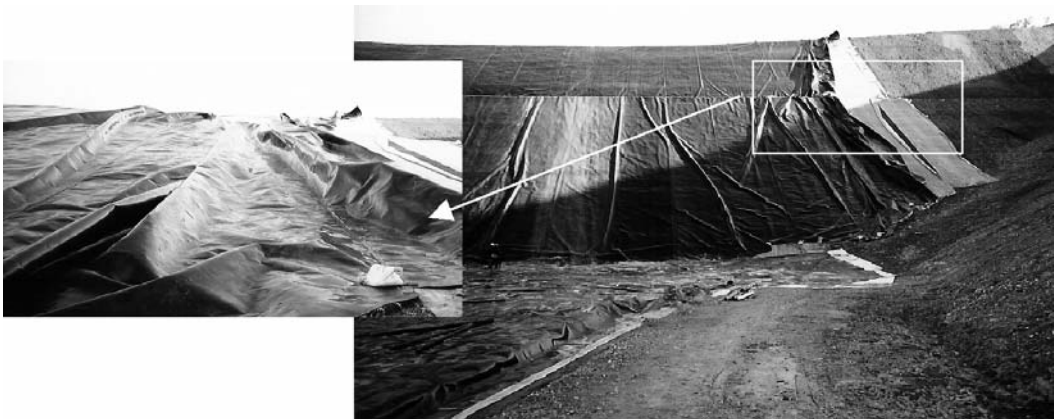
Na Figura 15 mostra-se um caso de disposição incorrecta de painéis em talude e as rugas que em consequência se formaram.



**Fig. 15** – Exemplo de disposição incorrecta de painéis de geomembrana em talude.

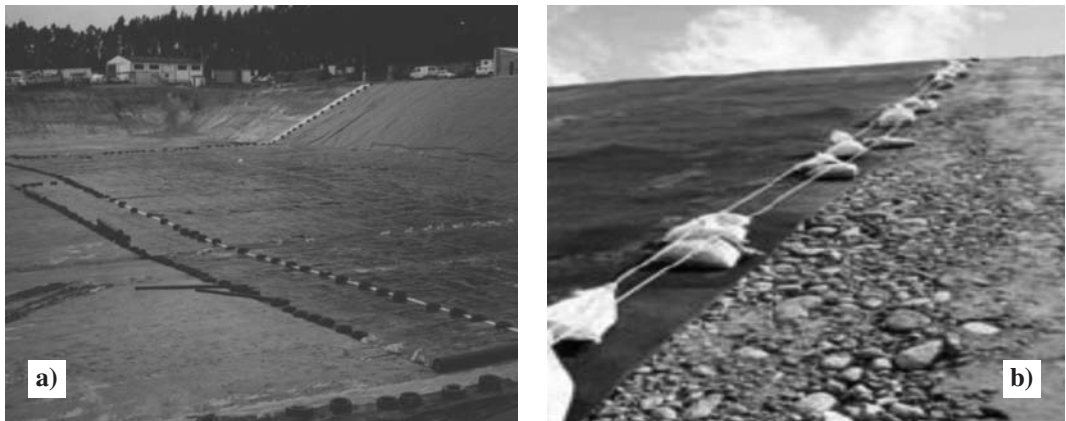
Nas uniões, a largura de sobreposição dos painéis deve ser a adequada para que se possam efectuar as soldaduras. Nas geomembranas de PEAD é, normalmente, de 10 cm para as soldaduras por termofusão e de 7,5 cm para as soldaduras por extrusão.

As geomembranas não devem ser colocadas sob chuva, nevoeiro e vento excessivo. Antes de se proceder às soldaduras entre painéis devem-se providenciar as medidas adequadas para evitar o seu levantamento e deslocação pela acção do vento (Figura 16), o que pode causar acidentes pessoais graves, para além dos prejuízos materiais.



**Fig. 16** – Deslocação da geomembrana pela acção do vento.

Em muitos casos utilizam-se sacos de areia, pneus, etc. Qualquer outro tipo de carregamento provisório pode ser adoptado desde que não danifique a geomembrana (Figura 17). Também se deve ter o cuidado de só colocar os painéis de geomembrana que se consiga soldar no próprio dia.

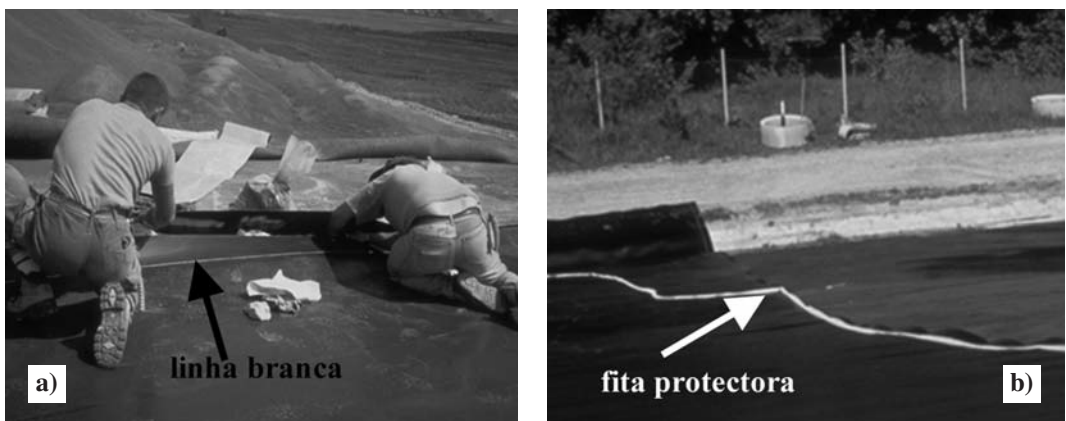


**Fig. 17** – Exemplos de carregamentos provisórios com pneus (a) e sacos de areia (b).

Todo o cuidado deve ainda ser tomado para evitar danos na geomembrana provocados por queda de objectos contundentes e movimentação de pessoas ou equipamentos.

#### 4.3 – Realização das soldaduras entre painéis de geomembrana

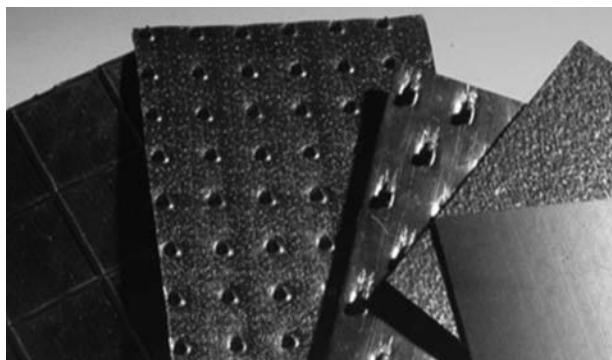
Antes de começar as operações de soldadura deve-se providenciar que, nessa zona, a geomembrana esteja limpa (sem sujidade ou humidade), sem dobras ou rugas e que a sobreposição mínima entre painéis seja a adequada para o tipo de soldadura a realizar. Em muitos casos, nos bordos dos painéis da geomembrana vem desenhada uma linha branca para indicação da largura de sobreposição dos painéis (Figura 18a) e em alguns casos os bordos vêm protegidos da sujidade com uma fita (Figura 18b), que só deverá ser retirada no momento da soldadura. No caso de não ser retirada pode comprometer a resistência da soldadura.



**Fig. 18** – Zona de sobreposição entre painéis (McBean *et al* 1995).

Se existirem rugas ou dobras na zona de soldadura, estas devem ser cortadas de modo a tornar plana a zona onde a máquina de soldar deve passar, devendo-se posteriormente colocar, na zona cortada, um remendo oval da mesma geomembrana (com o mínimo de 1,5 m de comprimento) devidamente soldado por extrusão.

Os painéis de geomembrana com superfície não é lisa (Figura 19) é usual apresentarem, na zona de sobreposição (bordos), uma banda lisa para garantir uma melhor fusão quando se realiza a soldadura. No entanto, nos cantos dos taludes em que é necessário cortar os painéis em viés, ou nas soldaduras transversais, a zona de sobreposição não é lisa, devendo-se providenciar as medidas necessárias (consoante o tipo de superfície) para se garantir uma boa fusão e consequentemente uma boa resistência mecânica dessas soldaduras.



**Fig. 19** – Diferentes tipos de geomembranas.

Imediatamente antes da realização das soldaduras, deve-se realizar um ensaio de pré-qualificação de soldadura, ou seja, deve-se efectuar uma soldadura num pedaço de geomembrana com o mesmo equipamento e nas mesmas condições de operacionalidade (temperatura, velocidade, pressão de contacto, etc.) com que se efectuarão as soldaduras entre painéis “*in situ*” e verificar, através de ensaios mecânicos de arranque e corte (ver § 4.3.2), se os valores da resistência ao arranque e corte excedem os indicados nas especificações de projecto. No caso dos valores não serem satisfatórios dever-se-ão ajustar as condições de operacionalidade em função da temperatura da geomembrana e da temperatura ambiente.

As soldaduras não devem ser realizadas a temperaturas inferiores a 10 °C ou superiores a 40 °C, nem com chuva ou nevoeiro. As soldaduras devem ser orientadas paralelamente à linha de maior declive do talude, e deve-se evitar a existência de soldaduras perpendiculares a essa linha. Nos cantos, ou em locais de geometria complicada, deve-se minimizar o número de soldaduras e nenhuma soldadura horizontal deve existir a menos de 1,5 m do pé de talude ou em áreas onde sejam previsíveis grandes concentrações de tensões.





As soldaduras devem ser realizadas logo após o desenrolar dos painéis de geomembrana, para evitar extensões ou retracções desta e, sempre, entre painéis que estejam à mesma temperatura, o que significa que o último painel colocado no dia anterior não deve ser soldado à primeira geomembrana colocada no dia seguinte, sem que tenha decorrido o tempo suficiente para que ambas as geomembranas estejam à mesma temperatura.

Todas as soldaduras devem ser numeradas, pois esta informação é de grande utilidade para o controle de integridade (continuidade/estanqueidade) das soldaduras a realizar após a sua realização (ver § 4.3.2).

#### **4.3.1 – Tipos de soldaduras**

Existem diversos métodos para efectuar as soldaduras de geomembranas, mas nem todos se adaptam bem a todos os tipos de geomembranas, conforme se mostra na Tabela 5.

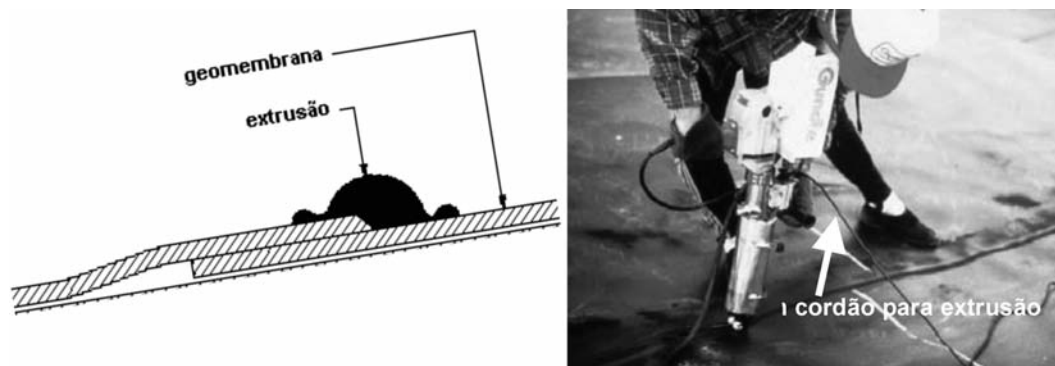
**Tabela 5** – Métodos de soldadura consoante vários tipos de geomembrana (adaptado de Koerner (1998)).

Métodos de soldadura	Tipos de geomembranas			
	PEAD	PEBD	CSPE	PVC
<b>Extrusão:</b> 	a	a	na	na
<b>Termofusão (dupla):</b> 	a	a	a	a
<b>Química:</b> 	na	na	a	a
<b>Colagem:</b> 	na	na	a	a

Na soldadura química a união entre painéis é conseguida pelo “ataque” químico das superfícies, provocado por um solvente volátil que leva à fusão das geomembranas superior e inferior, com auxílio de uma pressão mecânica.

Na soldadura por colagem, contrariamente à soldadura química, há incorporação de um adesivo na zona de sobreposição dos painéis.

Na soldadura por extrusão há deposição de material, obtido por extrusão de um cordão ou de grânulos do mesmo polímero da geomembrana, na borda do painel da geomembrana superior (Figura 20).



**Fig. 20** – Soldadura por extrusão (Kavazanjian & Cooley 2001).

A soldadura por termofusão é conseguida pelo aquecimento das geomembranas superior e inferior, através de uma cunha metálica quente ou por insuflação de ar quente, com auxílio de uma pressão mecânica de rolos compressores (Figura 21).

Embora para as soldaduras de geomembranas de PEAD sejam aplicáveis os métodos de extrusão e termofusão, prefere-se, por razões de fiabilidade, efectuar soldaduras por termofusão; só nos locais onde estas não são possíveis se executam soldaduras por extrusão.

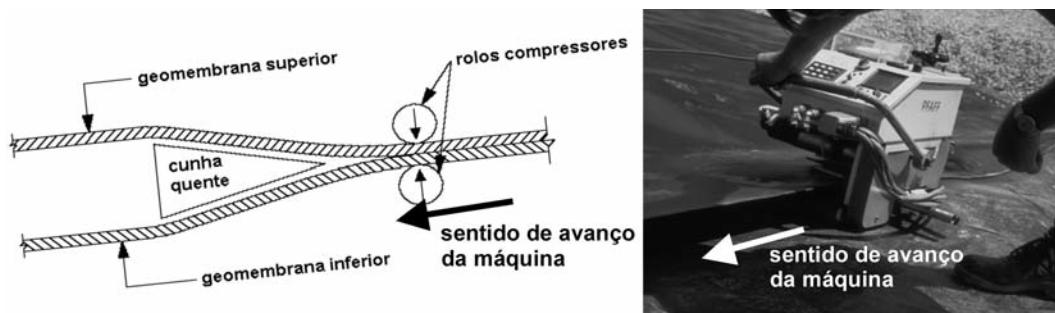


Fig. 21 – Soldadura por termofusão (Steel Dragon Enterprise CO).

Consoante se tem uma ou duas cunhas quentes, assim as soldadura por termofusão são simples (Figura 22a) ou duplas (Figura 22b).

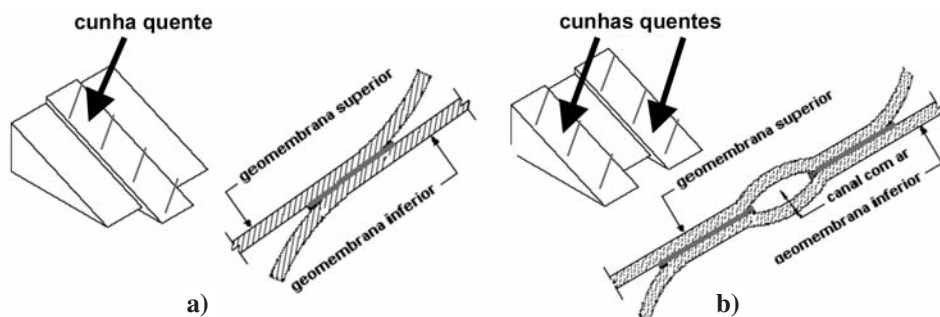


Fig. 22 – Soldaduras simples (a) e duplas (b) por termofusão (adaptado de Steel Dragon Enterprise CO).

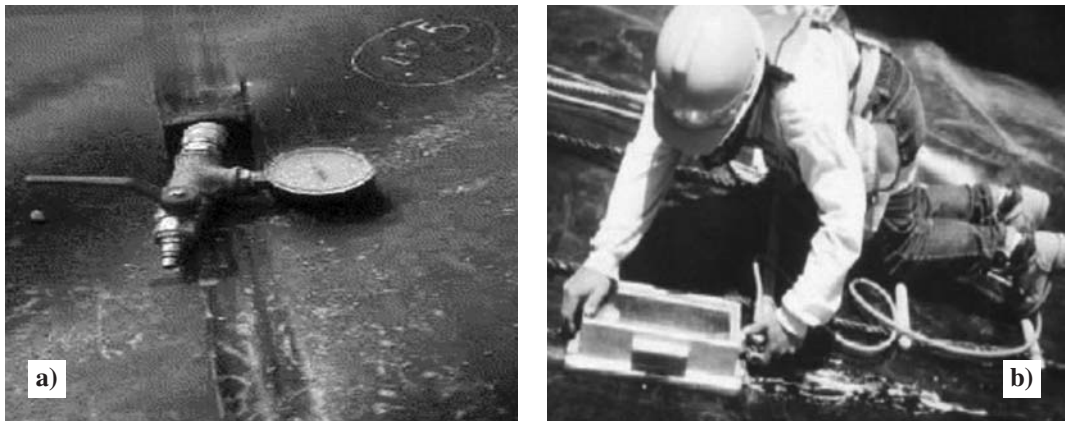
Normalmente recorre-se às soldadura duplas por termofusão, por estas permitirem a realização de ensaios para verificação da sua continuidade (ou estanqueidade), através da injeção de ar sob pressão no canal existente entre as duas zonas de soldadura (Figura 22b).

#### 4.3.2 – Controlo de continuidade (estanqueidade) e resistência das soldaduras

Para a verificação da continuidade das soldaduras são realizados ensaios não - destrutivos: ensaios de pressão de ar (para as soldaduras duplas por termofusão) e ensaios de vácuo (para as soldaduras por extrusão). O ensaio de pressão de ar, consiste em injectar, com uma agulha, uma determinada pressão no canal (Figura 22b) existente nas soldaduras de termofusão duplas e verificar se existe estabilização da pressão, evidência de que a junta é estanque (Figura 23a). Para o ensaio de vácuo, começa-se por lavar a zona a ensaiar com uma solução de água e detergente. Coloca-se depois uma câmara transparente sobre a zona em questão e cria-se vácuo com a ajuda de uma bomba (Figura 23b). A existência de “bolhas de sabão” é um sinal evidente de fuga de ar e, conseqüentemente, de não continuidade da soldadura.

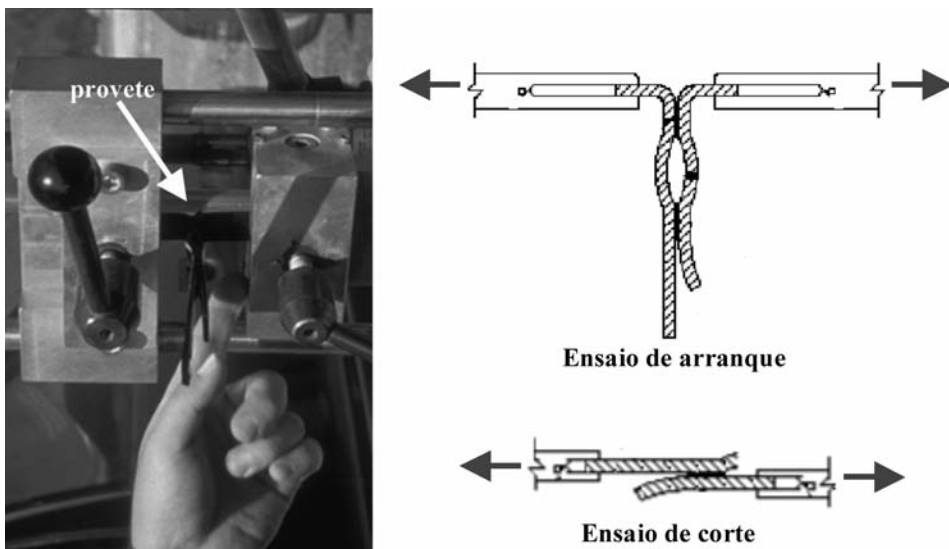
Nos locais em que os resultados dos ensaios não - destrutivos não forem satisfatórios, ou que um defeito seja detectado, dever-se-á fazer um remendo, ou remover-se a soldadura e substituí-la por uma faixa de geomembrana, soldada em ambos os lados por termofusão ou ainda reforçar a junta com uma soldadura por extrusão.





**Fig. 23** – Ensaio não - destrutivo de pressão (a) e vácuo (b).

Para a verificação da resistência das soldaduras são realizados ensaios destrutivos de arranque (peel test) e de corte (shear test), segundo as normas ASTM D 4437 (1988) e ASTM D 6392 (1999), consoante o tipo de geomembrana. O princípio do ensaio é simples, consistindo em traccionar, a velocidade preconizada (51 mm/min), cada provete conforme é indicado na Figura 24, respectivamente para o ensaio de arranque e corte.



**Fig. 24** – Ensaio destrutivos de arranque e corte.

Tendo por base os resultados obtidos nos ensaios destrutivos, vários critérios de aceitação/rejeição de soldaduras de geomembranas de PEAD têm sido desenvolvidos, nomeadamente por Haxo & Kamp (1990), National Sanitation Foundation (1983), Peggs & Rollin (1994) e Rollin *et al* (1991).

Embora não exista consenso sobre o critério que melhor qualifica, em termos de resistência, as soldaduras de geomembranas de PEAD, é actualmente aceite que a determinação da resistência ao arranque e respectiva localização da rotura e a determinação da resistência ao corte poderão dar indicações das características das soldaduras a curto prazo. Para a previsão da durabilidade da sol-

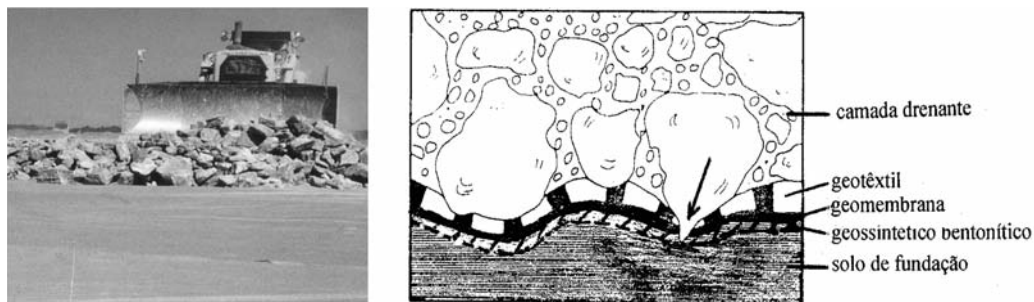
dadura e geomembrana adjacente há necessidade de determinar a extensão correspondente à resistência ao corte e saber se existe ou não, no ensaio de arranque, separação na zona de soldadura. O valor da extensão permite inferir se o processo de soldadura afectou a geomembrana adjacente (se a extensão for baixa a durabilidade poderá estar comprometida). Se existir separação (ainda que parcial) na zona de soldadura, fissuras induzidas nas superfícies separadas podem implicar uma redução da resistência ao “stress cracking” da geomembrana (Peggs, 1990).

Quando os resultados de um ensaio destrutivo realizado sobre uma amostra retirada de uma soldadura não forem satisfatórios, devem-se efectuar ensaios sobre duas amostras retiradas a uma distância mínima de 3 m para cada lado da amostra anteriormente referida. Se para essas novas amostras os resultados obtidos nos ensaios destrutivos forem satisfatórios, deverá a soldadura ser refeita no interior da zona limitada por aquelas amostras. Se os resultados não forem satisfatórios será repetido o processo.

De referir que durante as operações de colocação de geomembrana os defeitos mais frequentemente detectados relacionam-se com a deficiente realização das soldaduras, daí a importância da realização dos ensaios destrutivos e não - destrutivos, para a sua detecção e subsequente reparação, evitando-se assim possíveis fugas de lixiviado através de orifícios na geomembrana. Normalmente, as soldaduras que apresentam maiores problemas localizam-se nos cantos dos taludes e na soldadura de fecho entre a base e o talude, por serem usualmente também as de maior dificuldade de execução.

#### 4.3.3 – Protecção da geomembrana

Como o desempenho do sistema de confinamento está muito dependente da integridade física da geomembrana, estando também provado que muitos dos danos na geomembrana são devidos à colocação menos cuidada da camada drenante suprajacente (Figura 25) é particularmente importante a escolha do tipo de protecção a usar e generalizar a utilização de métodos de detecção de orifícios na geomembrana.



**Fig. 25** – O risco de punçoamento da geomembrana durante a colocação da camada drenante (Lopes 2000 a).

Assim, após a colocação da geomembrana, é da máxima importância a sua protecção mecânica com um geotêxtil de adequada resistência ao punçoamento, para que a camada drenante, a ser colocada a seguir, não danifique a geomembrana. De referir que os danos na geomembrana devidos à colocação menos cuidada da camada drenante não são facilmente reparáveis, pela dificuldade que há na sua detecção, a não ser através de métodos de detecção de orifícios da geomembrana (Peggs (1996)). Apesar dos custos destes métodos, a sua utilização será mais eficaz e de menor custo que quaisquer medidas correctivas a realizar, quando, através da monitorização das águas subterrâneas se concluir haver fugas de lixiviado.

## 5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objectivo deste artigo foi o de retirar alguns ensinamentos para o futuro sobre a experiência de colocação de geomembranas em mais de uma dezena de aterros de RSU do nosso país, nomeadamente no que respeita aos materiais utilizados, às técnicas empregues e aos problemas encontrados.

Assim, começou por mostrar-se a forma de seleccionar as geomembranas com base nas solicitações a que estão sujeitas quando empregues no sistema de confinamento basal de aterros de RSU.

Foi indicado seguidamente um conjunto de boas práticas a ter em consideração relativamente à recepção e transporte das geomembranas e à preparação das superfícies de apoio e valas de ancoragem, para evitar possíveis agressões mecânicas nas geomembranas que podem por em causa a sua integridade física e consequentemente a sua estanqueidade.

Relativamente à colocação dos painéis foram também indicados os procedimentos de disposição a seguir e as consequências de utilização de processos menos correctos.

Sobre a realização das soldaduras foram indicados os diversos tipos a utilizar, as condições e cuidados de realização e por fim como fazer o seu controlo de estanqueidade e resistência.

Por fim foi chamada a atenção para a importância da protecção da geomembrana aquando da colocação da camada drenante, para evitar roturas por punçoamento e consequentemente o risco de perda de estanqueidade da geomembrana, o que conduziria à fuga dos lixiviados e contaminação dos solos e água subterrânea.

## 6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM D 4437 (1988) – “Standard practice for determining the integrity of field seams used in joining flexible polymeric sheet geomembranes”.
- ASTM D 6392 (1999) – “Standard test method for determining the integrity of nonreinforced geomembrane seams produced using thermo-fusion methods”.
- Bagchi, A. (1994) – “Design, construction, and Monitoring of Landfills”, John Wiley & Sons, Inc., 2ª edição.
- Bouzza, A., Zornberg, J. G., Adam, D. (2002) – “Geosynthetics in waste containment facilities: recent advances”, 7th International Conference on Geosynthetics, Nice, França de 21 a 23 de Setembro.
- CFGG (1994) – “Recommandations pour l’utilisation des geosynthetiques dans les centres de stockage de déchets”, França.
- Directive DVS 2225, Parte 4 (1996) – “Soudage de géomembranes en polyethylene utilisées pour l’étanchéification de décharges d’ordure et des déchets”, Institut de Soudure.
- Engepol Ltd (2002) – “Technical Manual”. Página consultada a 28 de Março de 2005.  
< [www.engepol.com/ingles/pdf/technical\\_manual.pdf](http://www.engepol.com/ingles/pdf/technical_manual.pdf)>
- Kavazanjian, E. Jr. & Cooley, B. H. (2001) – “Construction of Synthetic Lining System”, California State Water Resources Control Board Liner Construction Training Workshop.
- Haxo, H. & Kamp, L. (1990) – “Destructive Testing of Geomembranes Seams: Shear and Peel Testing of Seam Strength”, Geotextiles and Geomembranes, vol. nº 9, pp. 369-404.

- Hsuan, Y. G. & Koerner, R. M. (1998) – “Antioxidant depletion lifetime in high density polyethylene geomembranes”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* vol. 124 n° 6 pp. 532-541.
- Koerner, R. M. (1998) – “Designing with Geosynthetics”, Fourth Edition. Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.
- McBean, E. A., Rovers, F. A. & Farquhar, G. J. (1995) – “Solid Waste Landfill Engineering and Design”, Prentice Hall PTR, Upper Saddle River, New Jersey.
- Lopes, M. G. (2000, a) – “Aspectos geotécnicos relacionados com o emprego de geossintéticos em aterros de RSU”, VII Congresso Nacional de Geotecnia, vol. II, pp 1179-1188, 10 a 13 de Abril, Porto.
- Lopes, M. G. (2000, b) – “A utilização de geossintéticos nos sistemas de confinamento de aterros de resíduos”, Seminário de Aspectos geotécnicos do projecto e construção de aterros de resíduos, promovido pela SPG, em 15 de Dezembro, 15 páginas.
- Lopes, M. G. & Lopes, M. L. (2002) – “Experiência Portuguesa na construção dos sistemas de confinamento de aterros de resíduos sólidos urbanos”. *Revista Geotecnia* n° 95, Julho, pp. 57-65.
- National Sanitation Foundation (1983) – “International Standard 54: Flexible membrane liners”, Ann. Arbor, Michigan, USA. (revisto em 1985 e 1993).
- Peggs, I. D. (1990) – “Destructive Testing of Polyethylene Geomembrane Seams: Various Methods to Evaluate Seams Strength”, *Geotextile and Geomembranes*, n° 9, pp. 405-414.
- Peggs, I. D. (1996) – “Defect identification, leak location, and leak monitoring in geomembrane liners”, *Proc. of the 1st European Geosynthetics Conference*, 30 de Setembro a 2 de Outubro, Holanda.
- Peggs, I. D. & Rollin, A. (1994) – “Seams in HPDE Geomembranes: The Quality Target”, *Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, pp. 949-952.
- Recomendações IGS Brasil IGSRB IGMT 01 (2003) – “Instalação de geomembranas termoplásticas em obras geotécnicas e de saneamento ambiental – Recomendações para projecto”, <<http://www.igsbrasil.org.br/Instalacao%20GM%20Termoplasticas%20-%20Recomendacao%20-%20Texto.pdf>>
- Rollin, Fayoux & Benneton (1991) – “Non destructive and destructive seam testing”, *Geomembranes Identification and performance testing – RILEM – Chapman and Hall*.
- Rowe, R. K. & Sangam, H. P. (2002) – “Durability of HDPE geomembranes”, *Geotextiles and Geomembranes* volo. n° 20, n° 2 pp. 77-95.
- Sharma, H. D. & Lewis, S. P. (1994) – “Waste containment Systems, waste stabilization, and landfills. Design and evaluation”, John Wiley & Sons, Inc, New York.
- Steel Dragon Enterprise CO, Ltd (2001) – “Quality Assurance Manual for the installation of flexible membrane lining systems”. Publicação editada na página da empresa Steel Dragon Enterprise CO, Ltd e consultada em 9 de Novembro de 2001. <[www.steel-dragon.com/literature/manuals/installation\\_qa\\_qc\\_manual.pdf](http://www.steel-dragon.com/literature/manuals/installation_qa_qc_manual.pdf)>

# AVALIAÇÃO INTEGRADA DA INFILTRAÇÃO E DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL FRENTE A DIFERENTES EVENTOS DE CHUVAS – BACIA HIDROGRÁFICA DO CÓRREGO VAÇUNUNGA (LUIS ANTÔNIO – SP), BRASIL

Integrated assessment of the infiltration and overland flow for different rainfall events – Córrego do Vaçununga basin, municipality of Luis Antônio, State of São Paulo, Brazil.

Janaina Barrios Palma\*  
Lázaro Valentin Zuquette\*

**RESUMO** – Este trabalho apresenta os resultados da avaliação integrada das condições de infiltração e do escoamento superficial, assim como da aplicação do modelo de Green e Ampt (1911) considerando as modificações de Morel-Seytoux e Khanji (1976) e de Chu (1978) para chuvas com intensidades constantes e transientes. O estudo foi desenvolvido na Bacia do Córrego Vaçununga, na cidade de Luis Antônio (SP), estado de São Paulo, Brasil, por esta ter o substrato rochoso constituído na quase totalidade (90%) de arenitos da Formação Botucatu. Seu objetivo foi avaliar o comportamento de recarga e, conseqüentemente, o transporte de poluentes. Foram realizados ensaios *in situ* e em laboratório para caracterizar os materiais inconsolidados quanto aos índices físicos, capacidade de infiltração, sucção matricial e condutividade hidráulica. Os dados pluviométricos foram coletados de janeiro de 2000 a dezembro de 2002 e enquadrados em 12 cenários que representaram todos os tipos de precipitações ocorridas no período considerando-se a relação entre intensidade e tempo efetivo de duração. Observou-se que, embora os materiais geológicos da região apresentem homogeneidade textural, o comportamento hidrodinâmico sofre significativa influência do tipo de uso instalado e seu estágio em termos de manejo.

**ABSTRACT** – This work presents the results for infiltration and overland flow obtained according to Morel-Seytoux and Khanji (1976) and Chu (1978) adaptation of the Green and Ampt (1911) model for steady and transient rainfalls, respectively. The study was carried out in the Córrego do Vaçununga basin, in the city of Luiz Antônio, state of São Paulo, Brazil. Ninety percent of the basin is constituted of eolian sandstones of Botucatu Formation and residual unconsolidated materials. These two geological materials constitute the main aquifer of the region. Laboratorial and *in situ* tests were performed to characterize the unconsolidated materials in terms of basic physical properties, potential infiltration, suction and hydraulic conductivity. Rainfall data were collected from January of 2000 to December of 2002 and twelve scenarios were defined considering the intensities and duration. Instead of high homogeneity in terms of texture of unconsolidated materials the infiltration and overland flow ratio depends on the uses and associated management techniques.

**Palavra Chave** – Infiltração, escoamento superficial, aquífero, formação Botucatu.

---

\*Escola de Engenharia de São Carlos. Email: lazarus1@sc.usp.br

## 1 – INTRODUÇÃO

Nas regiões sul, sudeste e centro-oeste do Brasil ocorrem os arenitos de origem eólica da Formação Botucatu que se comportam como diferentes aquíferos. Esse sistema, com aproximadamente 10<sup>6</sup>km<sup>2</sup>, tem uma parte que aflora, basicamente, de duas formas: (1) como um pacote altamente silicificado e fraturado, ou (2) como camadas pouco cimentadas e porosas que são geradoras de vazões de até 300m<sup>3</sup>/h em poços profundos. Na maior parte de sua extensão, os arenitos são recobertos por pacotes espessos de diversos materiais geológicos (basaltos da Formação Serra Geral e arenitos, siltitos e argilitos do Grupo Bauru), conferindo-lhes características de semiconfinamento. Porém, uma parcela dos arenitos não silicificados aflora recoberta por um pacote de materiais inconsolidados residuais arenosos e, em alguns locais, sobreposta por camadas pouco espessas de materiais inconsolidados retrabalhados areno-argilosos (colúvio), fruto da mistura de materiais inconsolidados argilosos oriundos dos basaltos (Formação Serra Geral) e arenosos dos arenitos (Formação Botucatu).

O conjunto dos materiais inconsolidados e arenitos é uma parte especial do aquífero geral, considerado livre e com recarga direta. A espessura do pacote é variável (de poucos metros a valores próximos a 100m), assim como sua continuidade lateral, visto que, em muitos canais de drenagem, o mesmo foi totalmente erodido, perdendo a continuidade.

Essa zona, além de ser o arcabouço de reserva de água subsuperficial, é a responsável por manter os canais com uma descarga básica.

A relação entre as chuvas e os materiais geológicos, em termos de infiltração (recarga) e escoamento superficial, é fundamental para o gerenciamento e planejamento da exploração das águas e, principalmente, para avaliar os eventos de contaminação e riscos associados. Devido ao aumento da ocupação e, conseqüentemente, do consumo de água do aquífero, surge a necessidade de planejar o uso e dar orientações quanto aos problemas ambientais. Apesar da grande importância socioeconômica do aquífero, há poucos estudos integrados destinados a avaliar as características da infiltração/descarga baseados em ensaios de campo e de laboratório. Conseqüentemente, não há muitas informações técnicas sobre a dinâmica das águas nestas áreas onde os arenitos e os materiais inconsolidados são aflorantes. Os trabalhos desenvolvidos até a atualidade são, predominantemente, sobre o comportamento dos poços profundos que, em decorrência do grande uso, em alguns locais, apresentam um rebaixamento intenso e variação da produção.

Um significativo número de estudos sobre avaliações dos parâmetros hidrogeológicos, considerando a bacia hidrográfica como unidade básica, pode ser encontrado na literatura, tanto nacional como internacional. Trabalhos como o de Colenbrander (1965) e o de Dunne e Black (1970) já apresentavam métodos de mensurar os aspectos envolvidos no ciclo hidrológico e de avaliar suas relações. Ando et al. (1983) monitoraram uma bacia hidrográfica em termos de precipitação, evapotranspiração, descarga e infiltração e, a partir dos dados obtidos, elaboraram um modelo hidrológico diário. Sullivan et al (1996) avaliaram o comportamento hidrológico de uma bacia hidrográfica e, através de correlações entre estudos de campo e modelos de infiltração, observaram a grande influência do tipo de uso no comportamento hidrodinâmico. No entanto, trabalhos que envolvem uma análise integrada dos diferentes componentes de uma bacia para que sejam possíveis simulações diversas são raros e, normalmente, executados para condições muito diferentes das citadas anteriormente. Recentemente, alguns trabalhos considerando a integração de dados de campo e laboratoriais foram desenvolvidos em diferentes países para avaliar condições de recarga e aspectos da dinâmica das águas, como a relação escoamento superficial e infiltração, como os de Giambelluca et al. (1996), Abu-Taleb (1999), Gburek e Folmar (1999), Gau e Liu (2000), Lange et al. (2003), Cosh, Stedinger e Brutsaert (2004), Culligan et al. (2004), Lubczynski e Gurwin (2005) e Ghayoumian et al. (2005).

Segundo Dykes e Thornes (2000), a melhor combinação de técnicas para se obter uma resposta adequada sobre a dinâmica das águas envolve a obtenção de três grupos de informações: (1) informações sobre os materiais geológicos; (2) dados referentes às chuvas; e (3) respostas da interação do meio físico com os eventos de chuva.

Com o objetivo de avaliar o comportamento das águas nas áreas de ocorrência das condições de recarga direta, foi selecionada a bacia hidrográfica do Córrego Vaçununga, que é constituída, em 90% da sua extensão, de pacotes de arenitos recobertos pelos materiais inconsolidados residuais arenosos. A baixa heterogeneidade dos materiais geológicos na bacia hidrográfica do Córrego Vaçununga não é uma característica comum a toda a área de afloramento da Formação Botucatu. Assim, a bacia citada representa a condição mais favorável de recarga e, por esse motivo, foi selecionada para o desenvolvimento deste estudo.

## 2 – MATERIAIS E MÉTODOS

O presente trabalho seguiu, em termos gerais, a sugestão básica de Dykes e Thornes (2000). Entretanto, especificamente, as informações foram obtidas pelos métodos que seguem:

- (1) Os materiais geológicos presentes na área foram mapeados na escala 1:10.000, caracterizados e classificados a partir de trabalhos de campo e de laboratório. As litologias rochosas e os materiais inconsolidados (distribuição e espessura) foram individualizados a partir de fotointerpretação e trabalhos de campo, enquanto a caracterização foi obtida por ensaios *in situ* e laboratoriais em amostras deformadas e indeformadas. Em laboratório, foram executados ensaios para determinar os índices físicos dos materiais inconsolidados segundo as normas ABNT (1984a), ABNT (1984b) e ABNT (1984c).
- (2) Ensaios específicos para caracterização da sucção, infiltração e condutividade hidráulica para diferentes condições de umidade foram desenvolvidos em laboratório e *in situ*, de acordo com os métodos descritos a seguir:

A medida de sucção matricial dos materiais inconsolidados foi obtida pelo método do papel de filtro (Whatman No. 42) segundo as recomendações de Marinho (1994), e a equação de calibração aplicada foi a de Chandler et al. (1992):

$$\log \psi = 6,05 - 2,48 \log wf \quad (1)$$

Sendo:

$\psi$ : Sucção Matricial (MPa); e

wf: Umidade do papel de filtro (%).

A curva de retenção foi obtida a partir da equação (2) de Van Genuchten (1980), e o programa computacional utilizado foi o CURVARET – Versão 2.16 de 1992.

$$\theta = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{(1 + |\alpha\psi|^n)^m} \quad (2)$$

Sendo:

$\theta$  = Umidade volumétrica (cm<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>);

$\theta_r$  = Umidade volumétrica residual (cm<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>);

$\theta_s$  = Umidade volumétrica de saturação (cm<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>);

$\psi$  = Sucção matricial (KPa);

n, m = Parâmetros de ajuste da curva, onde: m=1 - 1/n;

$\alpha$  = Parâmetros de ajuste (1/KPa).

A taxa de infiltração potencial depende de vários fatores, como o tipo e natureza dos materiais inconsolidados (textura, estrutura, grau de evolução, composição química e mineralógica), declividade do terreno, vegetação e outras formas de ocupação e profundidade do substrato rochoso. Ela foi avaliada a partir de ensaios de infiltração *in situ* utilizando-se o infiltrômetro de duplo anel e pelo método do perfil instantâneo modificado por Libardi (1980). O infiltrômetro de duplo anel é um dos equipamentos mais utilizados atualmente para medida de infiltração. Ele possibilita o fluxo de água através de volumes relativamente grandes de materiais inconsolidados, representando a geometria porosa dos materiais, além de ser simples e de fácil manejo. Uma limitação, mesmo quando se usa o duplo anel, é a infiltração horizontal induzida pelos fortes gradientes hidráulicos de pressão entre o solo muito úmido sob o infiltrômetro e o solo seco circundante, já que os anéis são cravados poucos centímetros (15 cm) no terreno. Foram realizados doze ensaios buscando abranger os diferentes tipos de materiais geológicos e os principais usos, sendo nove em materiais inconsolidados arenosos (residual da Formação Botucatu), dois em residuais argilosos (Formação Serra Geral) e um em materiais aluvionares.

A condutividade hidráulica saturada foi calculada pela equação 3 (para carga constante):

$$k_{fs} = \frac{Q}{\left(\frac{H + Z_W}{Z_W}\right) A t} \quad (3)$$

Onde:  $k_{fs}$  = Condutividade hidráulica saturada de campo (m/h);  $Z_W$  = Profundidade da frente saturada (m);  $A$  = Área da seção do anel (m<sup>2</sup>);  $t$  = tempo (H);  $Q$  = Volume de água infiltrada (m<sup>3</sup>);  $H$  = profundidade da água no anel quando é ensaiada a regime constante (m).

Para obter a função de redistribuição da água no solo, além das coletas iniciais, foram amostrados três perfis em tempos subseqüentes que permitiram avaliar a velocidade da drenagem interna.

O ensaio de perfil instantâneo modificado por Libardi (1980) tem como principal vantagem, em relação ao duplo anel, permitir a definição de equações que correlacionam condutividade hidráulica com umidade volumétrica, segundo a equação:

$$K(\theta) = K_0 \times e^{\gamma(\theta - \theta_0)} \quad (4)$$

Sendo:  $K(\theta)$  a condutividade hidráulica não saturada em função da umidade volumétrica ( $\theta$ ),  $K_0$  a condutividade hidráulica saturada,  $\gamma$  o coeficiente linear do gráfico de umidade volumétrica versus tempo,  $\theta$  o valor de umidade volumétrica de correlação e  $\theta_0$  a umidade volumétrica saturada. Foram realizados 4 ensaios buscando caracterizar os tipos de materiais inconsolidados e de usos da bacia. Neste trabalho, são apresentados os 3 ensaios em material arenoso. Para a realização, foi construída uma estrutura em forma de piscina com área de 9 m<sup>2</sup>, e o volume de água infiltrado foi de 7 m<sup>3</sup>; as paredes foram construídas com o solo do local e cobertas com plástico para evitar perdas de água. A água foi sendo colocada lentamente de acordo com a velocidade de infiltração com vistas a manter o nível de água constante (lâmina mínima de água de 10 cm) e evitar deformar a estrutura do solo. Imediatamente após a infiltração, foram feitas tradagens para a coleta de amostras de 20 em 20 cm para a determinar da umidade e avaliar a redistribuição da água (em espaços irregulares de tempo).

- (3) Os dados de precipitação e intensidade de chuva foram obtidos para o período de Janeiro de 2000 a dezembro de 2002, por meio de um pluviógrafo com medidas contínuas de precisão de 5 minutos, e, em razão da extensão da bacia, os valores foram considerados



homogêneos para toda a bacia. Todos os dados foram analisados e 12 eventos foram selecionados por representar os diferentes cenários de chuvas ocorridos nesse período de 3 anos.

A evapotranspiração não foi considerada nesta análise, pois a umidade relativa do ar estava alta e os eventos de chuvas considerados ocorreram em intervalos de tempos relativamente curtos.

- (4) Para avaliar o comportamento dos diferentes eventos de chuva frente às características do meio físico, foram aplicados modelos de infiltração da água no solo.

Existem diversos modelos matemáticos para descrever o processo de infiltração. Entre eles, destaca-se o modelo de Green e Ampt (1911), que é baseado em equações físicas e tem como vantagens a facilidade de obtenção dos parâmetros necessários para simular diversos tipos de condições de solo, a simplicidade e a possibilidade de adaptação a diversos cenários. As principais limitações são: considerar apenas solos homogêneos e assumir que o movimento da água ocorre em forma de frente de molhamento com limite bem definido entre a zona saturada e não saturada (mudança abrupta do valor de umidade). Vários estudos baseados no conceito da equação inicial de Green e Ampt (1911) foram desenvolvidos visando-se superar as limitações citadas. Bouwer (1969) utiliza o conceito para solos com várias camadas e com valores de umidade inicial não-homogêneos no perfil; Swartzendruber (1974) avalia o comportamento antes e após o material atingir a saturação, obtendo a altura de infiltração acumulada em função do tempo; Morel – Seytoux e Khanji (1976), além das modificações anteriores, também consideram valores de sucção; Chu (1978) avalia chuvas com intensidades variáveis. Além destes trabalhos, cabe destacar as modificações de Smith & Parlange (1978), Flerchinger et al. (1980), Philip (1993) e Salvucci e Entekhabi (1994) e Esteves et al. (2000).

Os eventos de chuvas podem ser considerados constantes em um determinado intervalo de tempo ou com intensidades variáveis ao longo do período da precipitação. Para considerar essas situações, foram aplicados o modelo de Morel – Seytoux e Khanji (1976) para intensidade de precipitação constante e o modelo de Chu (1978) para intensidade variável em um mesmo evento de chuva, subdividindo-se o evento de chuva e calculando-se os parâmetros para cada intervalo de tempo. As equações representativas dos modelos a partir do tempo de *ponding* são:

<p>Morel – Seytoux e Khanji (1976)</p> $tp = [(\theta - \theta_i) \cdot Hb(\theta, \theta_i)] / r (r/K - 1) \quad (5)$ <p>sendo:</p> <p><math>\theta</math>: Umidade volumétrica saturada (<math>m^3/m^3</math>);</p> <p><math>\theta_i</math>: Umidade volumétrica inicial (<math>m^3/m^3</math>);</p> <p>Hb: Capilaridade efetiva (m);</p> <p>K: Condutividade hidráulica saturada (m/h);</p> <p>r: Intensidade de chuva (m/h);</p>	<p>Chu (1978)</p> $tp = \{[KSM/(I-K) - P_{(t_{n-1})} + R_{(t_{n-1})}]/I\} + t_{n-1} \quad (6)$ <p>K: Condutividade hidráulica saturada (m/h);</p> <p>S: Diferença entre a capilaridade potencial no tempo inicial e a final (m);</p> <p>M: Diferença entre a umidade volumétrica inicial e a final;</p> <p>I: Intensidade de chuva (m/h);</p> <p>P: Precipitação acumulada até <math>t_{n-1}</math> (m); e</p> <p>R: Escoamento superficial até <math>t_{n-1}</math> (m).</p>
---	---

A altura de chuva infiltrada, calculada pelo modelo de Chu (1978), reflete a quantidade da chuva que efetivamente se infiltra. Assim, se o evento de chuva não gerou *ponding*, toda a precipitação irá infiltrar.

O tempo de *ponding* será zero para chuvas com intensidade igual à capacidade de infiltração, e o *ponding* não ocorre se a intensidade de chuva for menor que a capacidade de infiltração. Se a intensidade da precipitação (P em m/h) não exceder a capacidade de infiltração, pode-se assumir que todo o volume irá infiltrar e não ocorrerá escoamento superficial. No entanto, ainda que P seja maior que a capacidade de infiltração, o escoamento superficial pode não ocorrer em função de acúmulos em superfície.

$$P = F + R$$

$$\text{Se } R = 0 \rightarrow F = P.$$

Sendo:

P: precipitação (m);

F: altura real de chuva infiltrada (m);

R: escoamento superficial (m).

O modelo de Morel-Seytoux e Khanji (1976) permite obter a altura potencial de água infiltrada (W) em mm, considerando vários fatores, conforme o seguinte modelo matemático proposto por Abdulaziz e Turbak (1996):

$$W = i_r t_p + [2(\theta - \theta_i) H_c K]^{1/2} \frac{i_r^*}{i_r^* - 1} \left[ (t - t_p) + \frac{t_p}{2} \left( \frac{i_r^*}{i_r^* - 1} \right)^3 \right]^{1/2} - \left[ \frac{t_p}{2} \left( \frac{i_r^*}{i_r^* - 1} \right)^3 \right]^{1/2} + K(t - t_p) \quad (7)$$

sendo:

$i_r$ : intensidade de chuva (m);

$i_r^*$ : intensidade da chuva normalizada (m);

K: condutividade hidráulica saturada (m/h);

t: tempo de duração da chuva (h);

$\theta$ : umidade volumétrica saturada (m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>);

$\theta_i$ : umidade volumétrica inicial (m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>);

$t_p$ : tempo de ponding (h); e

$H_c$ : altura de capilaridade (m).

O cálculo da altura potencial de água infiltrada obtido pelo modelo de Morel – Seytoux e Khanji (1976) reflete o valor potencial considerando que a duração da chuva (t) seja igual ou maior que o tempo de *ponding*.

### 3 – RESULTADOS

#### 3.1 – Características gerais da área

A Bacia hidrográfica do Córrego Vaçununga está localizada na região de Luís Antonio, nordeste do Estado de São Paulo, entre as coordenadas 21° 30' - 21° 45' latitude Sul, e 47° 30' - 47° 45' longitude Oeste (Figura 1), com 80,53 Km<sup>2</sup>, perímetro de 41,25 Km e altitudes variando de 620 m a 871 m. O clima, de acordo com a Classificação de Koeppen, está entre o grupo A e o C e apresenta características bem definidas com inverno (seco) e verão (úmido). A temperatura média varia de 13° C a 30° C, com média anual de 23° C e pluviosidade anual média de 1300 mm.

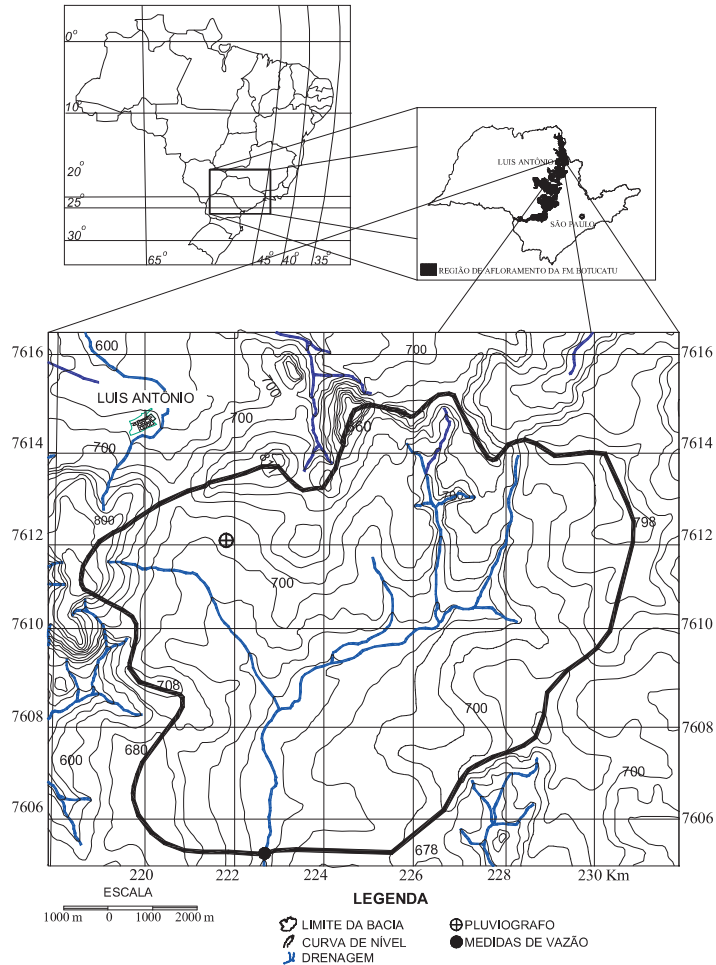


Fig. 1 – Localização da Bacia hidrográfica do Córrego Vaçununga (Zona UTM – 23S).

### 3.2 – Precipitação

Os valores de precipitação para os anos de 2000, 2001 e 2002 obtidos a partir de pluviogramas com medidas de precisão de 5 minutos permitiram avaliar os eventos de chuvas e definir 12 cenários (Tabela 1) que representam a variabilidade das precipitações ocorridas no período (relação intensidade de chuva e tempo efetivo de chuva).

### 3.3 – Substrato rochoso

A bacia é constituída por arenitos da Formação Botucatu (cerca de 90%) e basaltos da Formação Serra Geral aflorantes em pontos isolados da área, recobrando os arenitos. Os arenitos são homogêneos quanto à textura (fina a média) e mineralogia (basicamente quartzo), de origem eólica, com grãos bem selecionados e arredondados, com superfície fosca; a cor varia de amarelo claro até avermelhado, e pouco cimentados. Os poços profundos na bacia indicam que a espessura da Formação Botucatu na área ultrapassa 50 m.

**Tabela 1** – Características dos cenários quanto às intensidades e duração das chuvas.

Cenários	Tempo Parcial – Condição Transiente (h)	Tempo Total – Condição Constante (h)	Intensidade (m/h)	Cenários	Tempo Parcial – Condição Transiente (h)	Tempo Total – Condição Constante (h)	Intensidade (m/h)
1	0,166		0,012	6	0,166		0,0204
	0,333		0,036		0,499		0,0740
	1,333		0		1		0,0090
	1,666	1,666	0,009		2	2	0,0130
2	0,166		0,024	7	0,166		0,0564
	1,166	1,166	0,008		0,333		0,0234
3	0,333	0,333	0,0174		1,333	1,333	0,0019
4	0,333	0,333	0,0024	8	2		0,0037
	0,833		0,0036		2,166	2,166	0,0096
	1,833		0,002	9	0,166		0,0168
	2,333		0,024		0,333		0,0384
	3,333		0,002		1	1	0,0540
	4,333	4,333	0,0008	10	3,5	3,5	0,0020
5	0,083	0,083	0,1056	11	0,333	0,333	0,0420
				12	0,166		0,0684
					1,499	1,499	0,0405

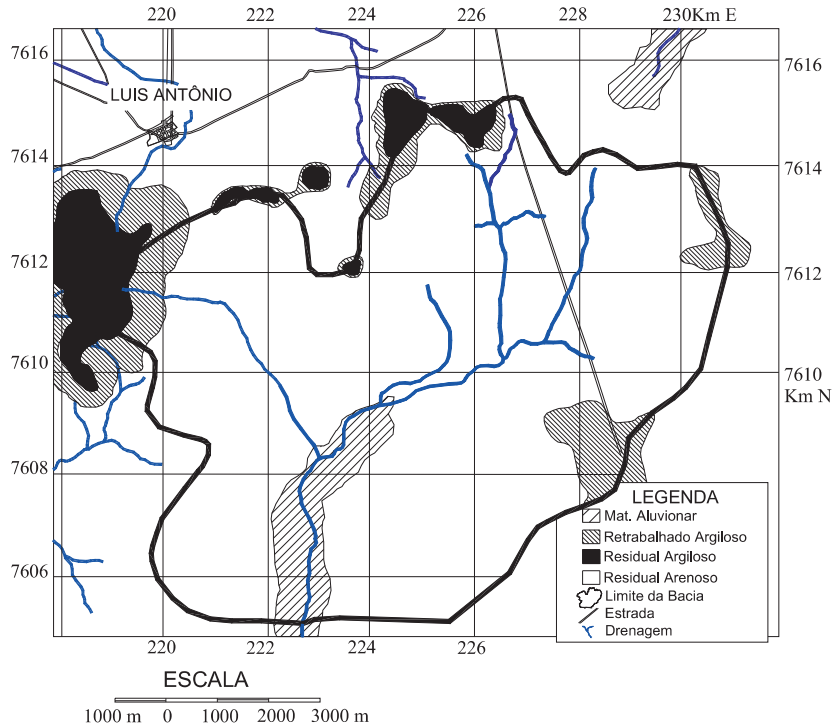
### 3.4 – Material inconsolidado

Os materiais inconsolidados (Figura 2) foram classificados em materiais retrabalhados e residuais. Os materiais inconsolidados residuais dos arenitos ocupam a maior parte da área e são caracterizados por apresentarem elevada porcentagem de areia (Tabela 2), cor predominante amarela a avermelhada em alguns pontos; a espessura é superior a 5m e inferior a 20m, apresenta alta homogeneidade vertical e lateral em termos granulométricos.

Os residuais da Formação Serra Geral são encontrados nos topos dos morros e apresentam pequenas espessuras. Granulometricamente, há predomínio da faixa argila e silte, e sua composição mineralógica engloba argilominerais (destacando-se a caulinita), quartzo, gibsitita, hidróxidos de ferro, magnetita e ilmenita, além de feldspatos nos horizontes de rochas alteradas e saprolitos.

Os materiais retrabalhados mistos são originados da mistura dos residuais argilosos da Formação Serra Geral e dos materiais arenosos da Formação Botucatu, e a proporção destes materiais varia em função da proximidade do corpo de basalto. Na bacia, apresentam pequena espessura e distribuição lateral.

Outro tipo de material presente na área são os materiais retrabalhados aluvionares, que compreendem os materiais formados pela sobreposição de camadas sedimentares recentes, de natureza heterogênea, ocupando áreas de baixa declividade (0 – 2%) próximas ao leito do Córrego Vaçununga. Eles apresentam espessura variada e coeficiente de permeabilidade próximo a  $10^{-3}$  cm/s. A Tabela 2 mostra os valores referentes às diferentes frações granulométricas e do peso específico dos sólidos para os diversos tipos de materiais inconsolidados.



**Fig. 2** – Mapa de materiais inconsolidados.

**Tabela 2** – Resultados de ensaios laboratoriais para os materiais inconsolidados.

Tipo de Material Inconsolidado	$\gamma_s$ * (kN/m <sup>3</sup> )	Argila (%)	Silte (%)	Areia Fina (%)	Areia Média (%)	Areia Grossa (%)	Porosidade (%)	$\gamma_d$ ** (kN/m <sup>3</sup> )
Residual da Fm Botucatu	26,71 a 27,60	0 a 5	8 a 18	35 a 41	38 a 49	0 a 3	41 a 54	11,7 a 15,1
Residual da Fm Serra Geral	27,89 a 28,73	40 a 44	30 a 35	15 a 21	3 a 5	0 a 4	36 a 51	14,7 a 16,3
Retrabalhado Misto	26,70 a 27,99	31 a 37	20 a 25	11 a 29	10 a 29	3 a 6	44 a 49	13,1 a 15,7
Aluvionar	27,10	0 a 4	7 a 31	11 a 39	15 a 41	0 a 6	40 a 50	14,2 a 15

\* Peso específico dos sólidos

\*\* Peso específico aparente seco natural

### 3.5 – Uso e ocupação

A delimitação das unidades do Mapa de Uso e Ocupação foi desenvolvida a partir de controle de campo e imagem de satélite. A bacia é ocupada, basicamente, por plantações de cana-de-açúcar e eucaliptos, e, secundariamente, aparecem as pastagens (Figura 3). Esse mapa orientou quanto à escolha dos locais para os ensaios de infiltração, pois o tipo de manejo e uso afeta a taxa de infiltração. O manejo da cana-de-açúcar apresenta 2 fases distintas: sulcamento do solo para o plantio e posterior manutenção durante um período de 5 anos. Durante a fase do sulcamento, as estruturas da camada superficial são destruídas, e a capacidade de infiltração é muito alta. Depois, instala-se o processo de sealing, e a infiltração diminui consideravelmente.

Os eucaliptos são plantados nesta área há aproximadamente 30 anos, em corredores e, ao atingir o tamanho ideal (com cerca de 8 anos), são cortados, e são plantadas novas mudas nos espaços utilizados anteriormente como corredores. O grau de compactação dos materiais inconsolidados é baixo e, devido às queimadas frequentes, é possível encontrar carvão vegetal na parte superior do solo (aproximadamente 30 cm), o que gera uma estrutura diferenciada.

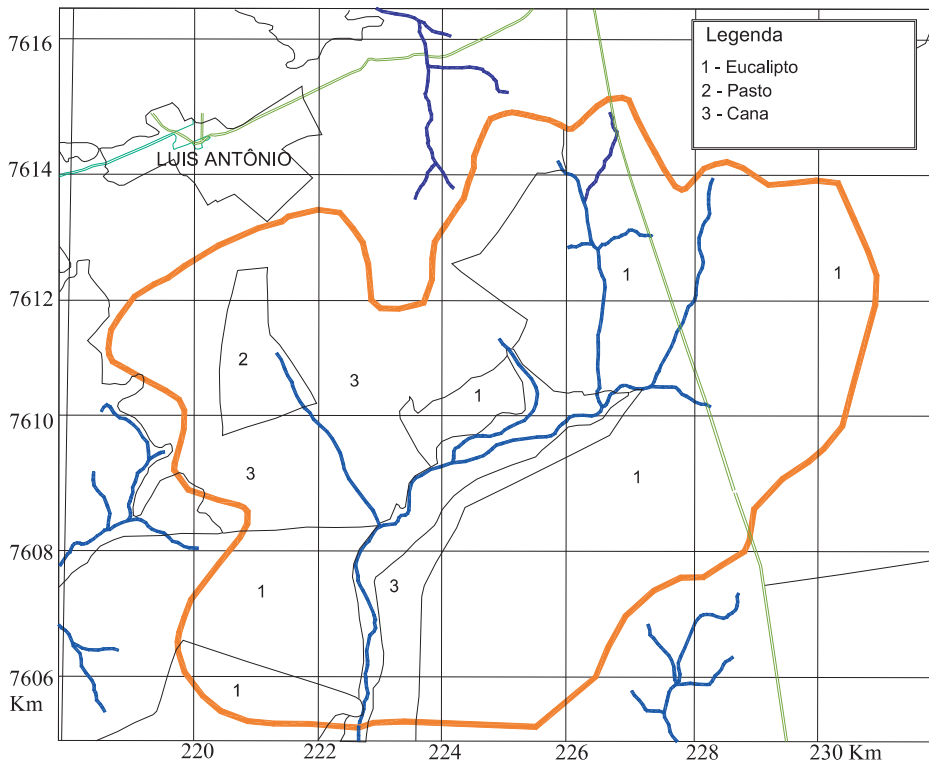
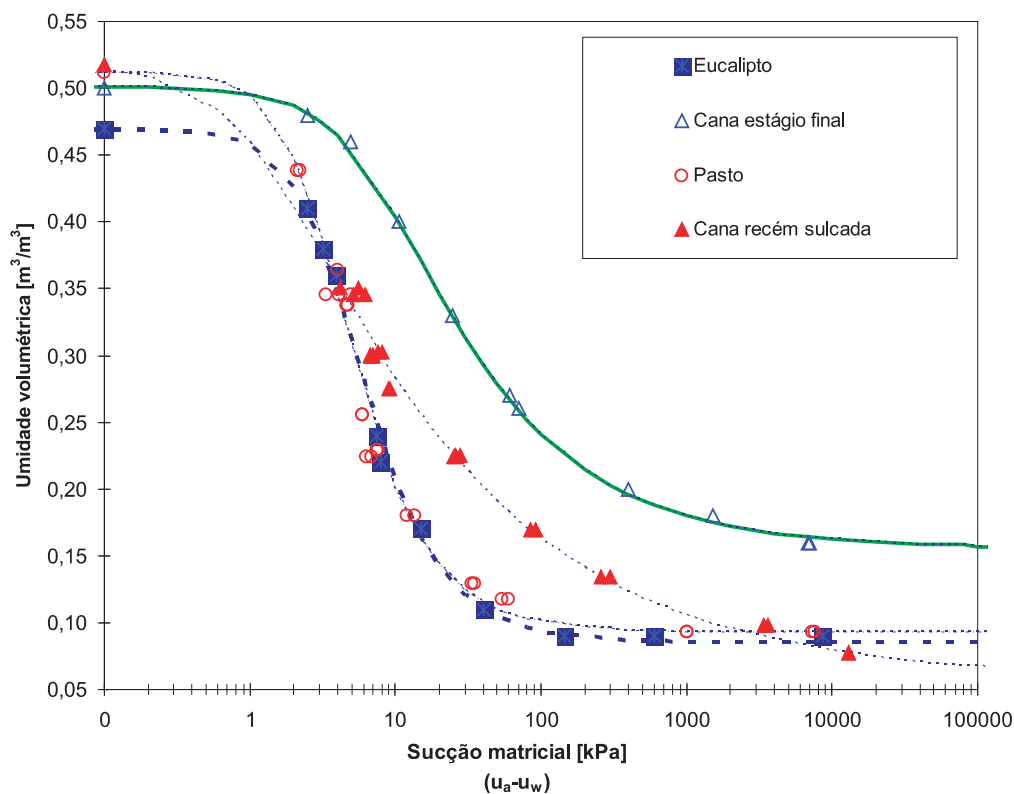


Fig. 3 – Mapa da distribuição dos usos e ocupações.

### 3.6 – Ensaios de sucção

A sucção matricial dos materiais inconsolidados foi obtida pelo ensaio de papel de filtro segundo orientações de Marinho (1994). Para cada tipo de material inconsolidado foram coletadas 12 amostras indeformadas com profundidade média de 30 cm (Figura 4).



**Fig. 4** – Curvas de Retenção para os materiais inconsolidados residuais arenosos.

Observa-se que, embora com valores de índices físicos semelhantes, os materiais inconsolidados apresentam comportamento diferenciado. Os valores de sucção matricial estão relacionados ao tamanho dos poros e as características eletroquímicas dos minerais. Assim, mesmo com valores de porosidade total semelhantes, a sucção resultante pode apresentar valores diferentes, importantes para o entendimento da dinâmica da água no solo. Sullivan et al. (1996) mostram que mesmo uma pequena variação pode afetar de maneira significativa o início do escoamento superficial.

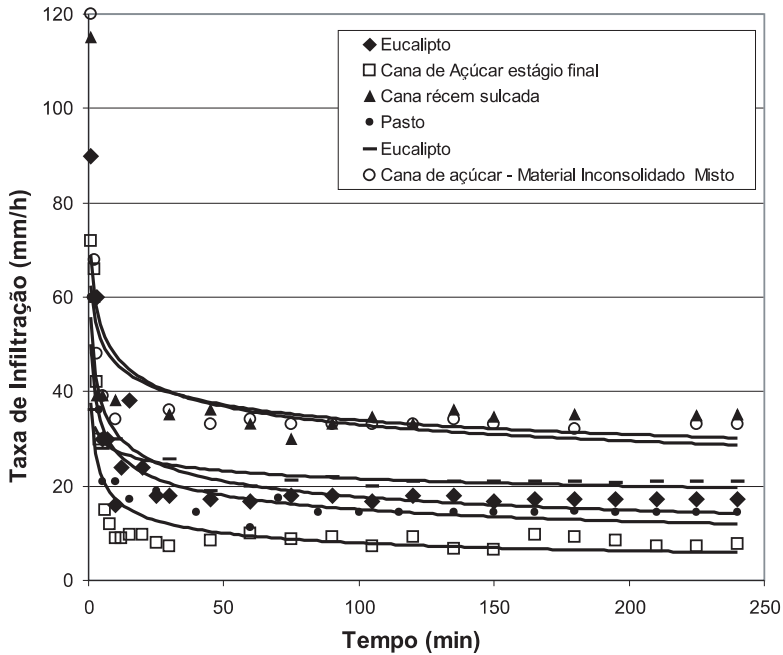
A curva de retenção para a condição com cana-de-açúcar no estágio final do ciclo reflete a compactação e a conseqüente diminuição nos tamanhos dos poros, devido ao manejo (uso de máquinas pesadas) e o uso de fertilizantes, predominantemente, sais que auxiliam na defloculação dos agregados.

### 3.7 – Ensaio de infiltração

#### (1) Ensaio de infiltração com duplo anel

Os ensaios de infiltração com duplo anel indicam valores de condutividade hidráulica saturada variando de  $3,65 \times 10^{-5}$  e  $1,48 \times 10^{-6}$  cm/s para os materiais inconsolidados residuais de basalto, entre  $3,2 \times 10^{-3}$  e  $2,01 \times 10^{-5}$  cm/s para os materiais inconsolidados residuais arenosos, e  $4,52 \times 10^{-4}$  cm/s para os materiais inconsolidados aluvionares. O valor obtido para os materiais inconsolidados mistos foi da ordem de  $5,18 \times 10^{-5}$  cm/s. Os ensaios também permitiram a obtenção da capacidade de

infiltração do material (corresponde à taxa de infiltração por tempo) que indica a capacidade máxima de infiltração do solo, determinando o excedente de água que será revertido em escoamento superficial. A Figura 5 apresenta os dados referentes aos valores obtidos nos ensaios em materiais inconsolidados arenosos, e observa-se que, apesar da relativa homogeneidade textural, os ensaios apresentaram uma significativa variação da capacidade de infiltração em função do uso. Os dados de materiais arenosos, por serem predominantes na bacia e controladores da dinâmica da água são, conseqüentemente, controladores da recarga e do transporte de poluentes.



**Fig. 5** – Capacidade de infiltração para os materiais inconsolidados residuais arenosos com diferentes usos e misto com cana-de-açúcar.

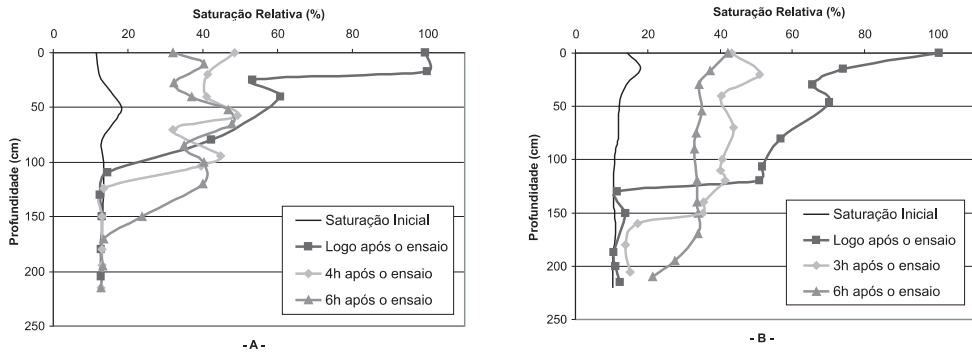
A variação da taxa de infiltração (capacidade de infiltração) com o tempo para o mesmo material inconsolidado e mesmo uso é função, principalmente, da alteração dos valores de umidade volumétrica. Os pontos iniciais do gráfico (perfil seco) são chamados de capacidade de infiltração máxima, e o segmento final reflete a capacidade de infiltração mínima do material, compatível com a condição saturada.

Nota-se que a alteração nos valores de taxa de infiltração não ocorre de forma linear em função do tempo. Os resultados de infiltração são altos na parte inicial e decrescem rapidamente, com tendência a permanecer constantes após um determinado momento, sendo que o tempo médio observado foi de aproximadamente 45 minutos. No tempo inicial, ocorrem a saturação da camada superior do solo e altos valores de potencial mátrico; a partir do ponto de inflexão da curva, a frente se comporta como um pistão, como sugerido por Green e Ampt (1911), fazendo com que a taxa de infiltração seja constante. A curva de infiltração para as condições com cana-de-açúcar em estágio final reflete as menores taxas de infiltração, confirmando as curvas de retenção.

Embora a influência do uso seja mais acentuada nas camadas superiores, observam-se variações nas características de redistribuição da água nas camadas mais profundas (Figura 6).



Nota-se na Figura 6 que, apesar de os materiais apresentarem valores de umidade inicial semelhantes, a forma da frente de molhamento é muito diferente. O perfil (A) reflete um aumento gradual no valor de umidade, ao passo que no perfil (B) aparece um nível definido do posicionamento da frente (aproximadamente a 125 cm). O volume de água infiltrada foi de aproximadamente 0,210 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> (coluna de água infiltrada durante o ensaio de 22 cm/2 h) para o material da Figura 6(A) e de 0,280 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> (altura da coluna de água infiltrada de 28 cm/h) para o material do perfil da Figura 6(B). Essas variações podem ser atribuídas aos diferentes valores de condutividade hidráulica não saturada.



**Fig. 6** – Curva de umidade após os ensaios de infiltração para os materiais inconsolidados arenosos. (A) Material ocupado com cana-de-açúcar; (B) Plantações de eucalipto. Nos dois ensaios, o tempo de percolação total foi de 2 horas.

(2) Ensaios de infiltração segundo o método do perfil instantâneo.

### 3.8 – Material inconsolidado residual arenoso – Plantação de eucalipto

O tempo necessário para a infiltração da água foi de aproximadamente 2 horas. Este material apresenta valores variando para o peso específico dos sólidos e seco, de 27,42 a 27,60 kN/m<sup>3</sup>, e de 14,2 a 15,60 kN/m<sup>3</sup>, respectivamente, e para a porosidade de 0,42 a 0,50.

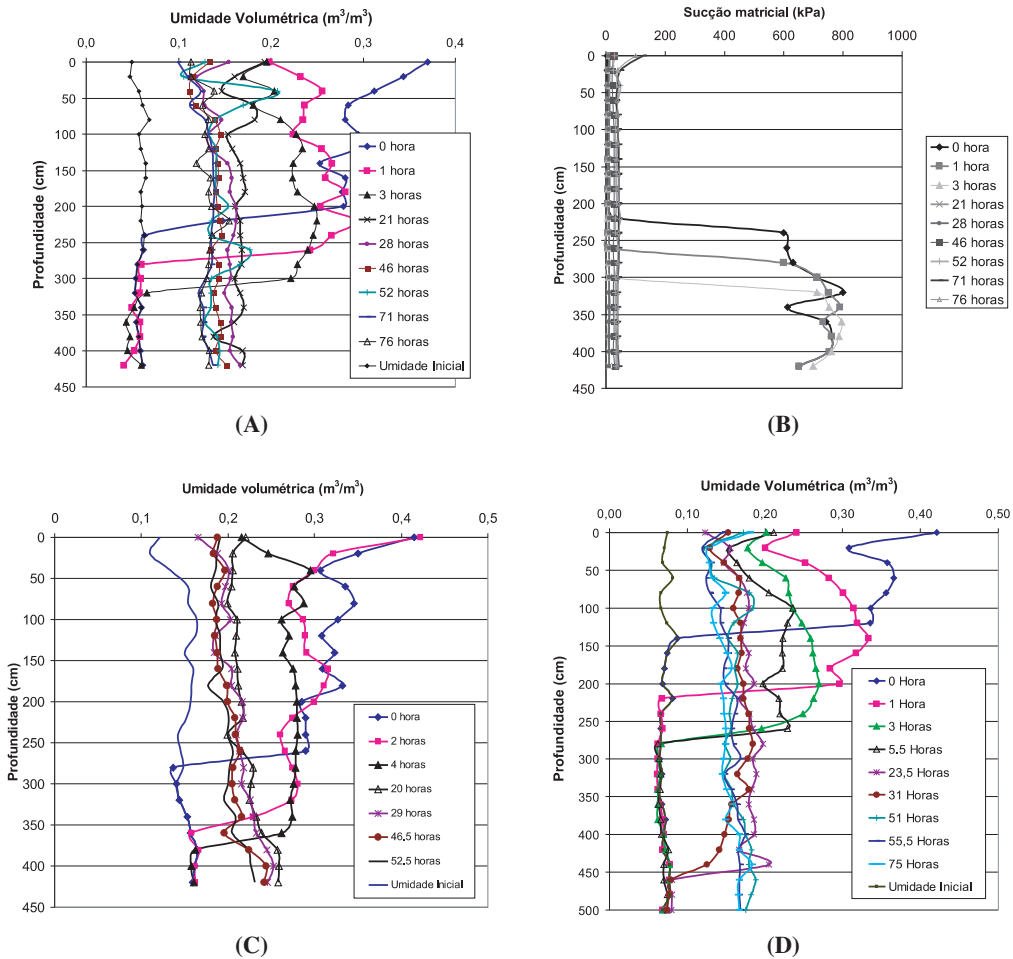
Os resultados do ensaio de infiltração (Figura 7A) indicam que nos tempos iniciais a velocidade de redistribuição da água é alta. No entanto, após 21 horas, a umidade volumétrica atinge valores próximos à capacidade de campo, e os valores de umidade ficam, praticamente, estáveis durante as demais tradagens (aproximadamente 0,13 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>). Correlacionando os dados obtidos entre a curva de retenção e o perfil de distribuição de água no solo a partir do ensaio de infiltração, obtém-se a distribuição do potencial de sucção mátrico em função do tempo e da profundidade (Figura 7B), sendo possível observar, melhor, a frente de molhamento, com comportamento similar à condição considerada no modelo de infiltração de Green e Ampt (1911).

Os valores de condutividade hidráulica variaram no perfil, sendo que a condutividade hidráulica saturada ( $K_s$ ) obtida da superfície até a profundidade de 20 cm foi 0,00771 cm/s, com a equação de correlação com a umidade volumétrica:  $K(\theta) = 0,00771548 \times e^{46,5116(\theta - 0,429)}$ ; no intervalo de 20 a 40 cm, foi de 0,0099 cm/s, e a equação foi  $K(\theta) = 0,00998281 \times e^{47,6190(\theta - 0,372)}$ ; para o intervalo de 60 a 120 cm, foi de 0,001647 cm/s, com a equação de  $K(\theta) = 0,001647715 \times e^{52,9101(\theta - 0,427)}$ . Profundidades maiores que 120 cm apresentam  $K_s$  médio de 0,0078236 cm/s e a equação  $K(\theta) = 0,00782366 \times e^{41,6667(\theta - 0,442)}$ .

### 3.9 – Material inconsolidado residual arenoso – Plantação de cana-de-açúcar

Os materiais arenosos ocupados com cana-de-açúcar podem apresentar dois comportamentos bem distintos, dependendo do estágio da cultura: (1) No primeiro estágio, imediatamente após a aração do solo, verificam-se valores muito altos de condutividade hidráulica ( $K_o = 1 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ ) e de taxa de infiltração (Figura 4); (2) Com a evolução da cultura da cana, o material inconsolidado torna-se mais compacto devido ao trânsito de máquinas pesadas, favorecendo o escoamento superficial. A primeira condição não foi ensaiada pelo método de umidade de Libardi (1980), pois para todos os eventos de chuvas observados no período, não foram registradas intensidades que gerassem escoamento superficial. Assim, toda a precipitação será infiltrada.

Os índices físicos indicam também a homogeneidade vertical do pacote, sendo que o peso específico dos sólidos e o específico seco variam de 27,23 a 27,6  $\text{kN/m}^3$ , e de 14,10 a 15,6  $\text{kN/m}^3$ , respectivamente, enquanto a porosidade varia de 0,43 a 0,48.



**Fig. 7** – Variação da redistribuição da umidade volumétrica (A) e da sucção matricial em função do tempo (B) no material inconsolidado residual arenoso - eucalipto; (C) redistribuição da água no material inconsolidado residual arenoso – cana-de-açúcar; e (D) redistribuição da água no material inconsolidado residual arenoso com pastagem.

O solo ocupado por cana-de-açúcar apresentou dois intervalos bem definidos de valores de condutividade hidráulica (Figura 7C): (1) do topo até a profundidade de 80cm obtiveram-se valores de  $K_0$  variando de 0,000113 a 0,00066 cm/s, com as respectivas equações de correlação (máximo e mínimo obtido):  $K(\theta) = 0,00011 \times e^{26,5252(\theta - 0,3071)}$  e  $K(\theta) = 0,000657 \times e^{62,1118(\theta - 0,35)}$ .

(2) Em profundidades superiores a 80 cm, observam-se valores maiores de  $K_0$  e com pequena variação de  $K_0$ , variando de 0,00201 cm/s a 0,00298 cm/s, e com as equações de condutividade hidráulica não saturada máximas e mínimas em função do valor de umidade de  $K(\theta) = 0,002012 \times e^{32,0513(\theta - 0,3454)}$  e  $K(\theta) = 0,00298 \times e^{45,6621(\theta - 0,3898)}$ .

O valor de umidade volumétrica média para as tradagens finais foi de aproximadamente 0,2 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>.

### 3.10 – Material arenoso – Pastagem

Além da tradagem inicial, foram realizadas mais 6 tradagens em espaços irregulares de tempo. Os resultados são apresentados no gráfico da Figura 7D. Para profundidades de até 120 cm, os índices físicos apresentam baixa variação, sendo que o peso específico dos sólidos e o específico seco variam de 25,96 a 26,15 KN/m<sup>3</sup>, e de 14,22 a 16,10 kN/m<sup>3</sup>, respectivamente, enquanto a porosidade varia de 0,42 a 0,49.

Os valores de condutividade hidráulica determinam 3 intervalos de comportamento hidrodinâmico. O valor de  $K_0$  até 20 cm foi de 0,0024865 cm/s e  $K(\theta) = 0,0024865 \times e^{52,91005(\theta - 0,3079)}$  e, para profundidades de 20 cm a 80 cm, tem  $K_0$  médio de 0,004615 cm/s e  $K(\theta) = 0,0046154 \times e^{56,4971(\theta - 0,3575)}$  e profundidades maiores que 80cm com  $K_0$  de 0,00162 cm/s e  $K(\theta) = 0,001623 \times e^{31,15265(\theta - 0,3361)}$ . O valor de umidade volumétrica nas tradagens finais foi de aproximadamente 0,15 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>.

Os ensaios de infiltração de duplo anel e do perfil instantâneo apresentaram boa concordância entre os valores. O ensaio de perfil instantâneo proposto por Libardi (1980) tem a vantagem de permitir avaliar a condutividade hidráulica para cada profundidade do perfil amostrado e obter o valor de condutividade hidráulica para condições não saturadas. No entanto, como neste estudo é aconselhável trabalhar com um valor de condutividade hidráulica médio para o pacote superior de solo, optou-se por utilizar os dados obtidos nos ensaios de duplo anel que refletem o comportamento da camada superior (aproximadamente 1,5m). Os valores obtidos para  $K_0$  foram de  $5,2 \times 10^{-4}$  cm/s,  $4,52 \times 10^{-4}$  cm/s e  $1,82 \times 10^{-5}$  cm/s para os materiais com eucalipto, com pasto e com cana-de-açúcar, respectivamente.

A influência do tipo de uso e manejo na taxa de infiltração tem sido documentada em vários trabalhos, como Sharma et al. (1980) e Gaze et al. (1997). Casenave e Valentin (1992) citam que a taxa de infiltração é função da combinação da intensidade de chuva, das condições superficiais do solo e relevo. Gaze et al (1997) mediram a infiltração através de tensiômetros em uma bacia hidrográfica ocupada com plantações de milho e verificaram que o valor da infiltração pode ser três vezes maior em um ponto que em outro em função do estágio evolutivo da plantação.

O comportamento da condutividade hidráulica para condição não saturada mostrou ser diferente em função do uso, mesmo com materiais inconsolidados com características físicas similares, e com variabilidade muito baixa (inferior a 5%).

## 4 – INTERAÇÃO ENTRE CHUVAS E MATERIAIS GEOLÓGICOS

Os cenários foram simulados para os três tipos de uso e cenários de chuva, gerando 36 modelos de interação entre meio físico e chuvas.

Os valores de tempo de *ponding* (tp) e infiltração foram obtidos a partir do modelo geral de Green e Ampt (1911) aplicando-se as modificações de Morel-Seytoux e Khanji (1976), para condições de chuvas constantes (estado de equilíbrio) e de Chu (1978) para situações de chuva transiente (Figuras 8 A, B). Os resultados de tempo de *ponding* obtidos pelo método de Chu (1978) são mais adequados e dentro do esperado em termos teóricos do que os de Morel-Seytoux e Khanji (1976).

A variação de tempo de *ponding* pode ser atribuída à forma em que cada modelo considera a umidade inicial e os valores de intensidade de chuva. É possível observar que, para chuvas com intensidade baixa (<0.005 m/h), existe a tendência que todo volume de água infiltre, principalmente em solos ocupados com eucalipto e pasto (taxa de infiltração > Intensidade de chuva), como é observado nos dois modelos aplicados, principalmente, nos cenários 1, 2, 4, 8 e 10.

Comparando-se os resultados obtidos, verifica-se uma boa correlação quanto à existência ou ausência de tempo de *ponding* para as simulações com o modelo de Morel – Seytoux e Khanji (1976) e o de Chu (1978). Para as simulações que consideram o uso com cana, apenas o cenário 10 não apresentou tempo de *ponding* para o modelo de Chu (1978) devido à baixa intensidade de chuva.

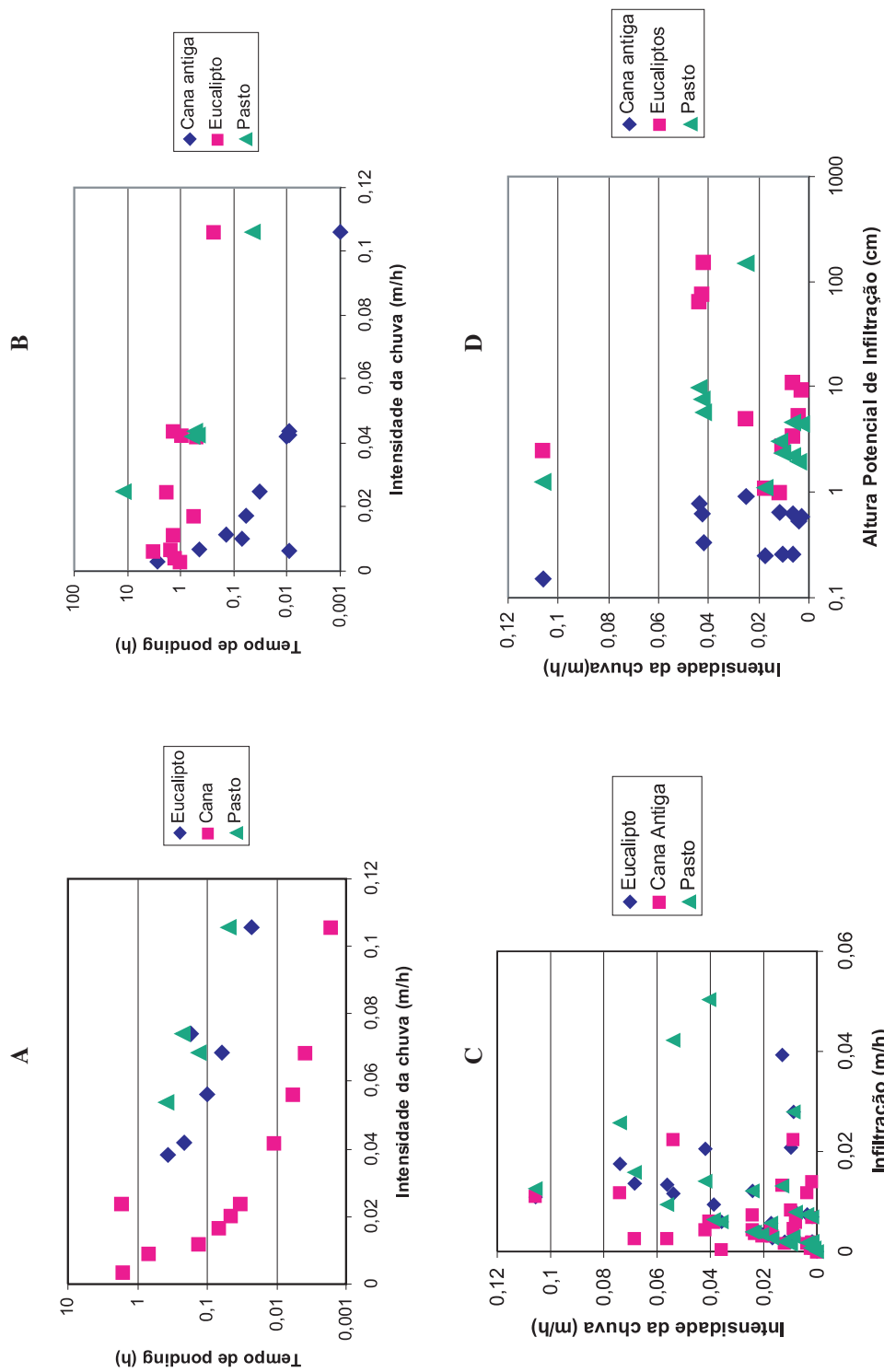
O cenário 5 apresenta a chuva com maior intensidade e representa uma chuva de verão típica, com alta intensidade e pequena duração. Conseqüentemente, o tempo de *ponding* obtido é muito baixo.

Na Figura 8 (C, D), observa-se que os valores para infiltração gerados pelos dois modelos fornecem 3 agrupamentos de valores relacionados aos tipos de ocupação (cana-de- açúcar, eucaliptos e pastagem) e refletem as diferentes características de fluxo de águas. Os resultados constantes da Figura 8 comprovam a influência dos tipos de ocupação na dinâmica das águas, controlando as taxas de infiltração e escoamento superficial.

O valor de umidade volumétrica inicial influi nos resultados dos modelos e foi considerado igual para todos os cenários (0,2 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>), permitindo comparar os valores obtidos, conforme resultados apresentados nas Figura 8. A adoção deste valor buscou representar uma condição (solo úmido) propícia à formação de *ponding*, com valor de umidade próximo à capacidade de campo. Com o objetivo de avaliar a influência da umidade, foram realizadas simulações alterando esse parâmetro. O cenário 5 foi selecionado por apresentar tempo de *ponding* e infiltração para os 3 tipos de uso, senso os resultados encontrados na Tabela 3; situações semelhantes são observadas em todos os cenários.

O cenário 5 é caracterizado por chuva de alta intensidade e tempo de *ponding* muito pequeno. Nesse tipo de condição, observou-se que o valor de umidade inicial tem pequena importância. Porém, para precipitações com intensidades baixas ou moderadas, a influência do valor de umidade inicial é significativa. Na Tabela 4, são apresentados os valores de tempo de *ponding* para 3 cenários de chuva considerando os materiais com plantações de cana-de- açúcar, sendo possível observar a importância da umidade volumétrica inicial. Os cenários 8 e 10 foram selecionados por representar as condições de maior tempo de *ponding* e refletirem variações de tempo de *ponding* com mudanças nos valores de umidade. O cenário 6 indica condições de menor influência da umidade em função do menor tempo de *ponding*.

Como é possível notar na Tabela 4, a umidade inicial tem grande influência no tempo de *ponding*, já que afeta a capacidade de infiltração da água nos materiais geológicos (Figura 4). As variações são mais significativas em precipitações com intensidades menores, portanto, mesmo chuvas de baixa intensidade com duração muito longa (>10h) ou em final do período chuvoso podem gerar escoamento superficial. Condição semelhante é observada no cenário 6, quando da simulação com as condições consideradas no modelo de Chu (1978).



**Fig. 8** – Tempo de ponding para as diferentes intensidades de chuvas, (A) Modelo de Chu (1978) e (B) Modelo de Morel – Seytoux e Khanji (1976); Infiltração (C) obtida para o modelo de Chu (1978) e Altura potencial de chuva infiltrada (D) até o tp para o modelo de Morel – Seytoux e Khanji (1976).

**Tabela 3** – Variação do tempo de ponding (horas) em função da variação da umidade inicial (modelo de *Morel – Seytoux* e *Khanji*, 1976).

Umidade m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	Pasto		Cana		Eucalipto	
	tp (h)	W (cm)	tp (h)	W (cm)	tp (h)	W (cm)
0,05	0,082	1,836	0,002	0,215	0,099	2,108
0,10	0,073	1,706	0,002	0,2	0,088	1,953
0,15	0,063	1,57	0,002	0,185	0,076	1,792
0,20	0,054	1,427	0,001	0,168	0,065	1,624
0,25	0,044	1,276	0,001	0,152	0,053	1,447
0,30	0,035	1,114	0,001	0,147	0,042	1,259
0,35	0,025	0,937	0,001	0,132	0,03	1,055
0,40	0,015	0,734	0,0001	0,109	0,018	0,824

tp – tempo de *ponding* (h), W – altura potencial de água infiltrada (cm).

**Tabela 4** – Variação do Tempo de ponding (tp) em função da variação da umidade inicial (modelo de *Morel – Seytoux* e *Khanji*, 1976).

Umidade m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	Cenário 6	Cenário 8	Cenário 10
0,05	0,053	2,072	4,406
0,10	0,046	1,819	3,868
0,15	0,04	1,566	3,331
0,20	0,033	1,257	2,794
0,25	0,027	1,061	2,257
0,30	0,021	0,808	1,719
0,35	0,014	0,556	1,182
0,40	0,008	0,303	0,645

## 5 – CONCLUSÕES

O ensaio de perfil instantâneo proposto por Libardi (1980) gera resultados mais completos que o de duplo cilindro. Porém, devido às características do material inconsolidado arenoso, observou-se que os resultados obtidos para tempos muito longos (>21 horas) não refletem a redistribuição de água no perfil, que ocorre nos períodos iniciais. Dessa forma, é mais adequado concentrar as amostragens nas primeiras 5 horas, após a finalização do ensaio.

Os resultados obtidos pela aplicação dos modelos de Morel-Seytoux e Khanji (1976) e de Chu (1978) mostram variação quanto ao tempo de *ponding* que pode ser atribuída à forma em que cada modelo considera a umidade inicial e os valores de intensidade de chuva.

Os maiores valores de escoamento superficial foram encontrados em cenários transientes (cenários 6 e 12) em função do valor de umidade volumétrica inicial maior, e conseqüentemente, taxas de infiltração menores.

A bacia apresenta um aspecto muito particular quando a preparação do solo para os plantios (cana-de-açúcar e outros) coincide com o período de chuvas, visto que a capacidade de infiltração supera as diferentes intensidades pluviométricas, havendo, conseqüentemente, uma infiltração total em relação aos eventos.

O tipo de uso e ocupação afeta profundamente a dinâmica das águas na bacia, em decorrência do manejo. As porções da bacia com cana-de-açúcar sofrem com o uso intenso de máquinas agrícolas e fertilizantes (defloculantes) que provocam a compactação da camada superficial. Isto significa que, durante o ciclo da cana-de-açúcar (6 anos), há uma mudança na relação infiltração/escoamento superficial. Assim, a recarga ocorre basicamente nos 2 primeiros anos do ciclo da cana-de-açúcar, enquanto no restante praticamente toda a água flui como escoamento superficial.

Para a condição de cana-de-açúcar antiga (3 ou mais cortes), a maior parte dos cenários (11) são caracterizados por apresentarem tempo de *ponding* menores que a duração das chuvas e, portanto, escoamento superficial. Como cerca de 30% da bacia (encosta do lado direito) está ocupada com este cultivo, os canais de drenagem sofrem aumento da vazão com tempo de pico muito pequeno.

A característica do modelo utilizado é mais concreta quando se analisa o tempo de *ponding*, com o uso com eucalipto que, segundo o modelo de Morel-Seytoux e Khanji (1976), ocorre somente para o cenário 5, enquanto para Chu (1978) há para os cenários 5, 6, 7, 9, 11 e 12. A modificação proposta por Chu (1978) reflete melhor a relação entre as chuvas e os materiais geológicos.

## 6 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio financeiro do CNPq/FINEP, Processos N° 62.0031/01-8, 476592/2001 - 1 e da Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP Processo No 00/03027-7, 96/1502-2) imprescindíveis à realização deste trabalho, assim como a contribuição dos membros da Comissão Editorial pelas sugestões que aprimoraram o trabalho.

## 7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abdulaziz, S; Turbak, A.L. (1996). Geomorphoclimatic peak discharge model with a physically based infiltration component. *Journal of Hydrology*, 176: 1-12.
- Abu-Taleb, M.F. (1999). The use of infiltration field tests for groundwater artificial recharge. *Environmental Geology*, 37(1-2):64-71.
- Ando, Y.; Musiaki, K.; Takahasi, Y. (1983). Modelling of hydrologic processes in a small natural hillslope basin, based on the synthesis of partial hydrological relationships. *Journal of Hydrology*, 64: 311 – 337.
- Anon (1990). Tropical residual soil. *The Quarterly Journal of Engineering Geology*, 23(1): 4-93. London.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 12004 (1984a). Determinação do índice dos vazios de solo não coesivos. Rio de Janeiro.

- Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 6508 (1984b). Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm: determinação da massa específica. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7181 (1984c). Solo: análise granulométrica. Rio de Janeiro.
- Bouwer, H. (1969). Rapid field measurement of air entry value and hydraulic conductivity of soil as significant parameters in flow system analysis. *Water Resources Research*, 2: 729-738.
- Casenave, A; Valentin, C. (1992). A runoff capability classification system based on surface features criteria in semi-arid areas of West Africa. *Journal of Hydrology*, 130: 231 – 249.
- Chandler, R. J.; Crilly, M. S; Montgomery-Smith, G. (1992). A low cost method of assessing clay desiccation for low buildings. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 92(2): 82-89.
- Chu, S. T. (1978). Infiltration during an unsteady rain. *Water Resources Research*. 14 (3): 461-466.
- Colenbrander, H. J. (1965). The research watershed “Leerinkbek”, Netherlands. I.A.S.H. Symp. On representative and experimental areas, Budapest. *Int. Assoc. Sci. Hydrol. Publ.*, 66 – 2, 558-563.
- Cosh, M. H.; Stedinger J. R. and Brutsaert, W. (2004). Variability of surface soil moisture at the watershed scale, *Water Resour. Res.*, 40, W12513, doi:10.1029/2004WR003487.
- Culligan, K. A., D.; Wildenschild, B. S. B.; Christensen, W. G.; Gray, M. L. Rivers, and A. Tompson, F. B. (2004). Interfacial area measurements for unsaturated flow through a porous medium, *Water Resour. Res.*, 40, W12413, doi:10.1029/2004WR003278.
- Dunne, T.; Black, R. D. (1970). An experimental investigation of runoff production in permeable soils. *Water Resources*, 6 (2): 179 -191.
- Dykes, A. P.; Thornes, J. B. (2000). Hillslope hydrology in tropical rainforest steep lands in Brunei. *Hydrological Processes*, 14: 215 – 235.
- Esteves, M.; Faucher, X; Galle, S; Vauclin, M. (2000). Overland flow and infiltration modelling for small plots during unsteady rain: numerical results versus observed values. *Journal of Hydrology*. 228: 265 – 282.
- Flerchinger, D. L.; Reeder, J. W.; Franzini, J.B; Remson (1980). Application of the Green – Ampt Model to infiltration under time – Dependent surface water depths. *Water Resources Research*, 16: 517 – 528.
- Gau, H. S. Liu, C. W. (2000). Estimation of the effective precipitation recharge coefficient in an unconfined aquifer using stochastic analysis. *Hydrological Processes*, 14 (4): 811-830.
- Gaze, S.R.; Simmonds, L.P.; Brouwder, J.; Bouma, J. (1997). Measurement of surface redistribution of rainfall and modelling its effects on water balance calculations for a millet field on sandy soil in Niger. *Journal of Hydrology*. 188 – 189: 267 – 284.
- Gburek, W. J.; Folmar, G. J. (1999). A groundwater recharge field study: site characterization and initial results. *Hydrological Processes*, 13(17): 2813-2831.
- Gayoumian, J.; Ghermezcheshme, B.; Feiznia, S.; Norrozi, A. A. (2005). Integrating GIS and DSS for identification of suitable areas for artificial recharge, case study Meimeh Basin, Isfahan, Iran. *Environmental Geology*, 47:493-500.
- Giambelluca, T.W., Ridgley, M. A. and Nullet, M.A. (1996). Water balance, climate change and land-use planning in the pearl Harbor basin, Hawai i. *Water Resources Development*, 12 ( 4): 515-530.



- Green, W. H.; Ampt, C.A (1911). Studies on soils physics I.: The flow of air and water through soils. *Journal Agr. Science*, IV (Part I): 1 – 24.
- Lange, J. ;Greenbaum, N.; Husary, S.; Ghanem, M.; Leibundgut, C. and Schick, A. P. (2003). Runoff generation from successive simulated rainfalls on a rocky, semi-arid, Mediterranean hillslope. *Hydrological Processes*, 17(2): 279-296.
- Libardi, P. L. (1980). Dinâmica da água no solo. Departamento de Ciências Exatas. ESALQ / USP. Piracicaba. 509p.
- Lischeid, G.; Kolb, A.; Alewell, C. (2002). Apparent translatory flow in ground water recharge and runoff generation. *Journal of Hydrology*, 265, 195-211.
- Lubczynski, M. W.; Gurwin, J. (2005). Integrating of various data sources for transient groundwater modeling with spatio-temporally variable fluxes – Sardon study case, Spain. *Journal of Hydrology*. Doi: 101016/jhydrol.2004.08.038.
- Marinho, F. A. M. (1994). Medição de sucção com o método do papel de filtro. *Anais do X Cobramsef*. V. 2: 515 – 522.
- Morel – Seytoux, H. J.; Khanji, J. (1976). Derivation of an equation of infiltration. *Water Resources Research*, 10 (4): 795 – 800.
- Morel- Seytoux, H. J. (1976). Derivation of equations for rainfall infiltration. *Journal Hydrology*, 31: 203-219.
- Philip, J. R. (1993) Variable-head ponded infiltration under constant or variable rainfall. *Water Resources Research*, 29 (7): 2155-2165.
- Salvucci, R. E; Entekhabi, D. (1994). Explicit expressions for Green-Ampt (Delta Function Diffusivity). Infiltration rate and cumulative storage. *Water Resources Research*, 30 (9): 2661 – 2663.
- Sharma, M. L; Gander, G. A; Hunt, C. G. (1980). Spatial variability of infiltration in a watershed. *Journal of Hydrology*. 45: 101 – 122.
- Smith, R.E; Parlange, J.Y. (1978). Parameter-efficient hydrologic infiltration model. *Water Resources Research*, 14 (3): 533-538.
- Sullivan, M; Warwick, J.J.; Tyler, S.W. (1996). Quantifying and delineating spatial variations of surface infiltrating in a small watershed. *Journal of hydrology*. 181: 149 -168.
- Swartzendruber, D. (1974). Infiltration of constant – flux rainfall into soils as analyzed by the approach of Green and Ampt. *Soil Science*, 117: 272 – 281.
- Van Genuchten, M. T. (1980). A Closed-form equation for predicting hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Journal of Soil Science Society of America*, 44: 892-898.



# INFLUÊNCIA DA VELOCIDADE DE CARREGAMENTO SOBRE A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS RESIDUAIS TROPICAIS

Influence of the rate of loading on the shear strength of tropical residual soils

Heraldo Nunes Pitanga\*

Dario Cardoso de Lima\*\*

Cláudio Henrique de Carvalho Silva\*\*

Carlos Alexandre Braz de Carvalho\*\*

Paulo Sérgio de Almeida Barbosa\*\*

**RESUMO** – Este artigo considera a influência da velocidade de carregamento (ou velocidade de ensaio) na resistência ao cisalhamento de três solos da Zona da Mata Norte de Minas Gerais, Brasil. O programa de ensaios de laboratório englobou a realização de ensaios de cisalhamento direto executados em corpos-de-prova obtidos de amostras indeformadas dos solos em estudo sob três velocidades de carregamento. A análise dos resultados obtidos possibilitou concluir que, para fins práticos, a velocidade de carregamento não afeta, significativamente, a resistência ao cisalhamento dos solos analisados.

**ABSTRACT** – This research is directed to the analysis of the influence of the rate of loading or displacement on the shear strength of three tropical residual soils from the North Forest Zone of Minas Gerais State, Brazil. The laboratory testing program encompassed the realization of direct shear tests performed in natural soil specimens at three different rates of displacement. From a practical engineering point of view, the laboratory testing data support that the rate of displacement does not affect significantly the shear strength of the tested soils.

## 1 – INTRODUÇÃO

Os solos residuais da Microrregião de Viçosa, município do Estado de Minas Gerais situado na Zona da Mata Norte, apresentam-se, em geral, num sistema de duas camadas, em perfis permeáveis e profundos com predominância de materiais latossólicos sobre podzólicos no horizonte B e ocorrência de materiais sapolíticos originários de gnaiss no horizonte C. Tais materiais, em especial os do horizonte B do perfil pedológico, apresentam-se, geralmente, não saturados, porosos e com índices de vazios superiores a um. Schaefer (1996) descreve o horizonte B desses solos como constituído de forte estruturação de natureza micro-granular e, em alguns casos, apresentando-se em blocos sub-angulares. Segundo esse autor, essa camada resultou da incidência de intensos processos físico-químicos de intemperização, os quais foram acelerados por micro-fissuração e por mecanismos de dissolução. Com o passar dos anos, esses mecanismos associados a boas condições de drenagem acabaram por fomentar a estruturação dos solos.

---

\*Mestrando, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, e-mail: pitanga@sc.usp.br

\*\*Professor, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, e-mail: dec@ufv.br

Segundo Ker e Schaefer (1995), os solos do horizonte B formados no planalto de Viçosa englobam a faixa das argilas areno-siltosas às areias argilo-siltosas, sendo a fração argila destes constituída principalmente por caulinita, hidróxidos de alumínio e óxidos de ferro. Estes dois últimos minerais são responsáveis pela cor e pelo fenômeno de agregação e ligação das partículas dos solos. Azevedo (1999) descreve o horizonte C como uma camada estruturada de textura areno-silto-argilosa composta por minerais primários, mica e flocos grandes de caulinita pseudomorfa de biotita.

Solos residuais tropicais, tais como os que se apresentam em uma vasta extensão da Zona da Mata Norte de Minas Gerais, caracterizam-se, em decorrência da ação de cimentação de óxidos de ferro e alumínio (estruturação) e da sucção relativamente elevada advinda de sua condição não-saturada, por apresentarem particularidades geotécnicas que reforçam a necessidade de se analisar, dentre outros fatores, a validade do uso de procedimentos tradicionais de ensaios de laboratório visando a sua caracterização geotécnica. Segundo Lima et al. (1994), muitos desses solos apresentam elevado índice de vazios e características de resistência e deformabilidade que não podem, geralmente, ser explicadas em termos deste parâmetro geotécnico. Complementam esses autores que muito se tem discutido sobre a propriedade de se caracterizar geotecnicamente os solos estruturados sob o prisma da Mecânica dos Solos Clássica com o emprego de parâmetros tais como índice de vazios, curva granulométrica e limites de Atterberg.

Dentro desta perspectiva e considerando-se a determinação da resistência ao cisalhamento de solos estruturados, a velocidade de carregamento (velocidade de ensaio ou taxa de deformação) a ser empregada é um assunto que suscita questionamentos em decorrência destas particularidades geotécnicas e da elevada parcela de adensamento inicial que os mesmos podem apresentar. Sabe-se que esses solos, se ensaiados a velocidades muito baixas, não fornecem parâmetros efetivos como seria esperado por diversos autores com base em informações de solos de regiões temperadas ensaiados nas mesmas condições. Face ao exposto, é interessante analisar a influência da variação da velocidade de carregamento nos ensaios de cisalhamento sobre a resistência ao cisalhamento dos solos tropicais mencionados.

## **2 – OBJETIVO**

Considerando-se como elemento de análise os resultados de ensaios de cisalhamento direto realizados em corpos-de-prova moldados de amostras no estado natural de três solos típicos da Zona da Mata Norte de Minas Gerais, este trabalho teve por objetivo analisar a influência da velocidade de carregamento na resistência ao cisalhamento destes materiais.

Destaca-se que, segundo a tendência geotécnica atual, é comum se recomendar que em estudos desta natureza se considere, relativamente aos solos não-saturados, a realização de ensaios drenados com sucção controlada, devendo-se observar, em geral, longos lapsos de tempo para fins de equalização das pressões intersticiais antes da ruptura. Com relação ao presente trabalho, esses ensaios foram considerados fora do escopo, por exigirem equipamento sofisticado para a sua realização e demandarem grande período de tempo. Saliencia-se, também, que não se teve por objetivo propor um modelo para o possível efeito da velocidade de carregamento na resistência ao cisalhamento dos solos, mas contribuir para a ampliação do banco brasileiro de dados geotécnicos sobre solos tropicais estruturados e sinalizar sobre a importância ou não deste fator em pesquisas futuras que envolvam equipamentos de maior sofisticação tecnológica para o estudo da influência da estrutura e da sucção na resistência ao cisalhamento desses materiais.

### **3 – FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA**

#### **3.1 – Particularidades geotécnicas dos solos de comportamento não-clássico**

Segundo Leroueil (1997), a Mecânica dos Solos Clássica (MSC) encontra suas raízes nos trabalhos pioneiros de Terzaghi, Casagrande e Hvorslev, que reconheceram a importância do índice de vazios sobre o comportamento do solo e o fato de que a compressão deste ao longo da linha de compressão normal é essencialmente irreversível, ao passo que as deformações são essencialmente reversíveis ao longo das linhas de expansão e recompressão.

Destaca-se, também, que, a partir de fins da década de 50, Roscoe, Schofield e Wroth agregaram os fundamentos daquilo que hoje é freqüentemente referido como “Mecânica dos Solos do Estado Crítico” (MSEC). O conceito de escoamento e estado crítico incluídos na MSEC são considerados ferramentas extremamente poderosas para se entender e analisar o comportamento do solo e eles têm adquirido aceitação geral.

Entretanto, no final das décadas de 50 e 60, já havia sido mostrado, também, que existem aspectos importantes do comportamento do solo que não podem ser descritos pelos conceitos de estado crítico. Leroueil e Vaughan (1990) citam que muitas ocorrências naturais tratadas em engenharia como solos têm componentes de resistência e rigidez que não podem ser explicadas somente pelos conceitos de porosidade inicial e histórico de tensões nos quais a MSC está alicerçada. Segundo Leroueil (1997), pode-se citar o efeito do esmagamento das partículas sobre a linha de estado crítico de solos granulares, o efeito da velocidade de carregamento e da temperatura, o efeito da estrutura, o efeito de descontinuidades tais como fissuras e a influência da saturação parcial. Para os fins do presente trabalho, interessa abordar os efeitos da velocidade de carregamento no comportamento geotécnico dos solos.

#### **3.2 – Velocidade de carregamento**

Ensaio de resistência ao cisalhamento sobre solos saturados geralmente são realizados a velocidades de carregamento relativamente baixas com o propósito de garantir a equalização das pressões intersticiais em um ensaio sob condição não-drenada ou a dissipação destas sob condição drenada.

Uma série de procedimentos experimentais tem sido apresentada com o propósito de se determinar a velocidade de carregamento a ser empregada. Segundo recomendações de Donald (1961), o efeito da velocidade de carregamento sobre a tensão-desvio máxima deve ser usado como um critério na avaliação de uma velocidade de ensaio apropriada. Gibson e Henkel (1954) e Bishop e Henkel (1962) apresentaram dados de ensaios mostrando o efeito da velocidade de ensaio sobre a resistência ao cisalhamento de solos expressa em termos da relação tensão cisalhante versus deformação axial, identificando uma velocidade limite abaixo da qual não havia mudanças na magnitude da resistência ao cisalhamento dos solos ensaiados, porém sem que medidas fossem feitas para garantir que esta taxa limite fosse suficientemente lenta para completar a equalização ou a dissipação. Satija e Gulhati (1979) concluíram de seus dados de ensaio que a tensão desvio não era sensível ao efeito da variação da velocidade de carregamento.

O efeito da velocidade de carregamento sobre a equalização das pressões intersticiais em ensaios não drenados foi estudado por Bishop et al. (1960), os quais constataram que maiores velocidades implicavam em pressões intersticiais significativamente diferentes através da amostra, afetando a avaliação da resistência ao cisalhamento. Uma distribuição mais uniforme dessas pressões foi obtida quando do emprego de velocidades de carregamento mais baixas.

Gibson e Henkel (1954) aplicaram a teoria do adensamento ao problema de dissipação do excesso de poro-pressão na compressão triaxial, mostrando que o grau médio de dissipação na ruptura,  $U_f\%$ , pode ser expresso na forma apresentada abaixo:

$$\frac{U_f}{100} = 1 - \frac{L^2}{4\eta c_v t_f} \quad (1)$$

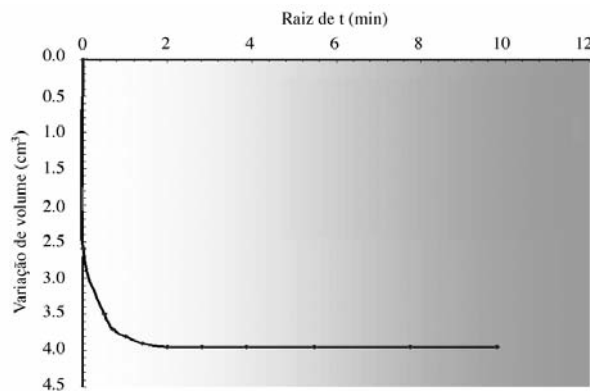
onde  $L$  é o comprimento da amostra,  $c_v$  o coeficiente de adensamento do solo,  $t_f$  o tempo de ruptura e  $\eta$  um fator dependente das condições de drenagem no contorno da amostra. Segundo Head (1986), um grau de dissipação do excesso de poro-pressão de 95% é, geralmente, aceitável para a obtenção dos parâmetros de resistência drenada dos solos. Assim, segundo esse autor, empregando-se  $U_f = 95\%$  na equação 1 e rearranjando a mesma, chega-se à seguinte expressão que permite estimar o tempo de ruptura a ser empregado num ensaio drenado e, conseqüentemente, a velocidade de carregamento:

$$t_f = \frac{L^2}{0.2\eta c_v} \quad (2)$$

Assim, a velocidade de carregamento para a qual a amostra deve ser cisalhada em um ensaio saturado drenado depende das características de drenagem da amostra (ou seja, da permeabilidade do solo que a constitui), da sua compressibilidade e da sua espessura. Uma vez que a permeabilidade está associada ao coeficiente de adensamento, o estágio de consolidação do ensaio pode fornecer os dados para uma estimativa apropriada do tempo de ruptura e, por conseguinte, da velocidade de carregamento a ser empregada.

Gibson e Henkel (1954) estenderam esta teoria a fim de abraçar os solos não saturados. Esse método é aplicável tanto a ensaios triaxiais, como de cisalhamento direto, que é o objeto do presente estudo, e deve considerar (Ho e Fredlund 1982), na estimativa do tempo de ruptura, fatores advindos das características de fluxo através do disco cerâmico de entrada de ar (coeficiente de permeabilidade) colocado à base da amostra de solo ensaiada e das propriedades físicas do solo (coeficientes de adensamento e de permeabilidade).

Salienta-se, entretanto, que a velocidade elevada de adensamento inicial de solos tropicais estruturados, conforme se visualiza na Figura 1 (Barbosa, 2002), impõe restrições ao emprego dos métodos abordados para fins de obtenção da velocidade de carregamento a ser empregada nos ensaios de cisalhamento, dada a inequívoca falta de conformidade entre as curvas de consolidação destes em relação às curvas das quais foram derivados os modelos acima, tipicamente de solos clássicos, não-estruturados, oriundos de climas temperados.



**Fig. 1** – Curva de consolidação de solo residual tropical estruturado não saturado evidenciando a elevada parcela de adensamento inicial de tal solo (Barbosa, 2002).

## 4 – MATERIAIS E MÉTODOS

### 4.1 – Materiais

Este estudo foi realizado no Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa (UFV), sendo executados ensaios de cisalhamento direto sobre amostras naturais na condição não-saturada sem controle de sucção. A faixa de solos de interesse para esta pesquisa englobou três ocorrências classificadas como (Azevedo 1999):

- 1. Solo 1:** é um solo residual maduro, pedologicamente classificado como Latossolo Vermelho-Amarelo (antigo Latossolo Variação Una), com ocorrência, predominantemente, nos topos de elevações com relevo plano, apresentando uma estrutura granular muito pequena, com grau de desenvolvimento moderado e textura argilo-areno-siltosa;
- 2. Solo 2:** é um solo residual maduro, também, pedologicamente classificado como Latossolo Vermelho-Amarelo, que apresenta um horizonte B de tonalidade avermelhada, com estrutura em blocos bem individualizados, aspecto poroso, e textura predominantemente argilo-areno-siltosa;
- 3. Solo 3:** é um solo residual jovem (horizonte C), que perfaz um manto saprolítico resultante de um perfil de intemperismo de solos desenvolvidos do gnaisse do Pré-Cambriano, com camadas de espessuras às vezes superiores a 20 m. Esse material apresenta diferentes matizes no seu perfil. Na parte superior, apresenta textura areno-silto-argilosa, observando-se a presença de mica e a ocorrência de um tom róseo mais avermelhado pela presença de hematita. Na parte inferior, tem-se uma textura também areno-silto-argilosa, contudo com maior presença de areia fina, com coloração cinza, notando-se pouca presença de óxidos de ferro e prevalecendo caulinita e mica.

O Quadro 1 apresenta informações pertinentes à caracterização geotécnica destes solos, englobando limites de Atterberg (LL, LP), índice de plasticidade (IP), peso volúmico dos sólidos ( $\gamma_s$ ), granulometria, índice de atividade de Skempton ( $A_c$ ), índice de vazios ( $e$ ) e classificação dos solos segundo os Sistemas TRB, USC e Metodologia MCT.

**Quadro 1** – Características geotécnicas dos solos ensaiados (Azevedo, 1999).

Solo	Argila (%) % < 5 $\mu$ m	Silte (%)	Areia (%)	% < 2 $\mu$ m	LL (%)	LP (%)	IP (%)	$A_c$ <sup>1</sup>	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e$	Classificação: TRB, USCS e MCT
1	63	2	35	55	57	37	20	0,36	28,03	1,506	A-7-5(13), CH, LG'
2	43	19	38	25	79	41	38	1,52	27,42	1.100	A-7-5(18), MH, LG'
3	18	22	60	12,5	31	19	12	0,96	26,70	0,957	A-6(2), SC-SM, NS'

Notas: <sup>1</sup>  $A_c = IP / (\% < 2\mu m)$

As curvas de compressão unidirecional desses materiais são apresentadas nas Figuras 2, 3 e 4 com os respectivos valores de teor de umidade natural ( $w$ ), índice de vazios inicial ( $e$ ), grau de saturação ( $S_r$ ), coeficiente de compressão ( $C_c$ ), peso volúmico natural ( $\gamma_{nat}$ ) e tensão de pré adensamento ( $\sigma'$ ).

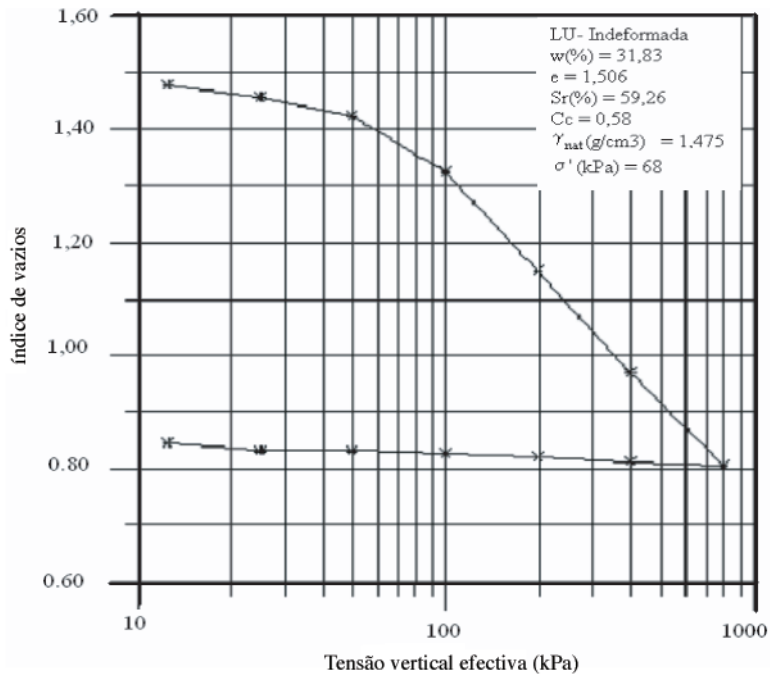


Fig. 2 – Curva tensão vertical efetiva versus índice de vazios do solo 1, amostra indeformada (Azevedo, 1999).

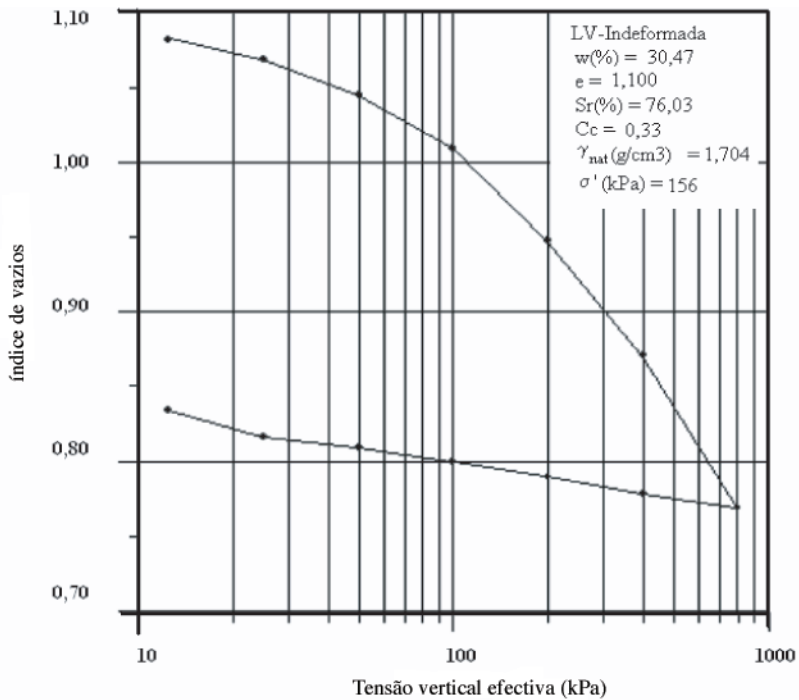


Fig. 3 – Curva tensão vertical efetiva versus índice de vazios do solo 2, amostra indeformada (Azevedo, 1999).



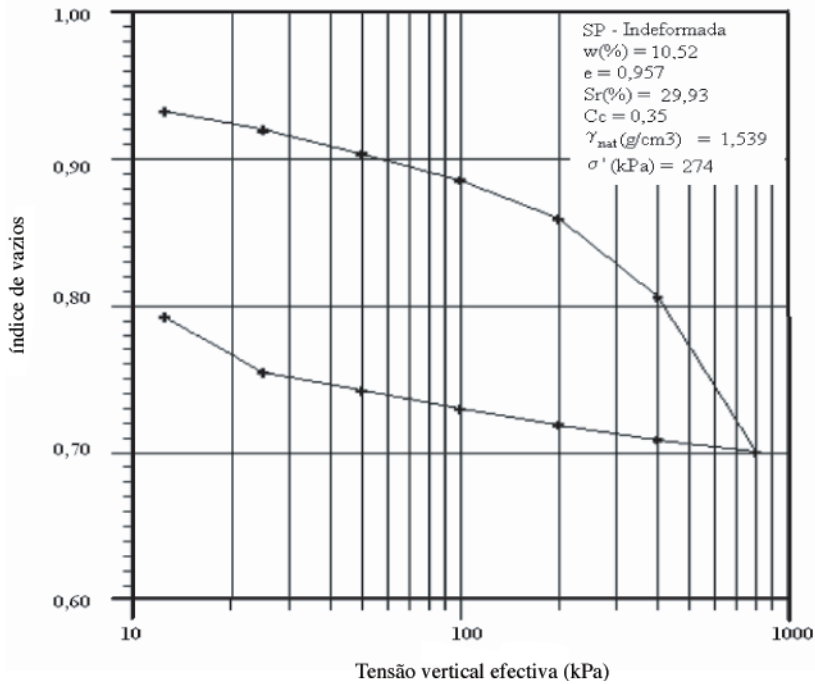


Fig. 4 – Curva tensão vertical efetiva versus índice de vazios do solo 3, amostra indeformada (Azevedo, 1999).

#### 4.2 – Métodos

Os trabalhos de campo envolveram a retirada de amostras indeformadas, representativas do solo quanto à estrutura, umidade, constituição mineralógica e textura segundo os procedimentos recomendados pela norma brasileira NBR 9604/86. A fim de minimizar a perda de umidade das amostras de solo, procedeu-se, no laboratório, à divisão das amostras em blocos menores, os quais foram revestidos com plástico tipo “filme” e com uma mistura de parafina e vaselina, sendo posteriormente acondicionados na câmara úmida.

No que concerne aos ensaios de laboratório, foram realizados ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova ensaiados na umidade natural, empregando-se as velocidades de carregamento de 5, 0,147 e 0,0094 mm/min (milímetros por minuto) e as tensões normais de 50, 100, 200 e 400 kPa.

Procedeu-se à coleta automática dos resultados dos ensaios com instrumentação englobando LVDTs e células de carga devidamente calibrados e acoplados ao equipamento de ensaio de cisalhamento direto, além do software LAB WINDOWS/CVI, mediante o qual se fez o arquivamento para posterior tratamento dos dados coletados.

### 5 – RESULTADOS E ANÁLISES

Destaca-se que, em geral, o critério de determinação da resistência de pico foi utilizado no presente trabalho para tensões normais e de confinamento de 50 e 100 kPa. Para níveis de tensão superiores (200 e 400 kPa), empregou-se, em geral, o critério de determinação da resistência de pico para o nível de deformação de 20%. Em ensaios dessa natureza, trabalhando-se com o equipamento

de cisalhamento direto, espera-se a ocorrência de dispersão dos resultados por não serem os ensaios realizados sob condições de sucção controlada. No presente trabalho, buscou-se minimizar a influência do aspecto dispersão, trabalhando-se com valores que representassem a média de três (3) determinações de ensaio. Buscou-se a uniformidade dos corpos-de-prova ensaiados, trabalhando-se com amostras cujos valores iniciais de índice de vazios e grau de saturação se enquadrassem dentro de faixas de magnitude razoavelmente similares, atendendo a um desvio considerado aceitável.

Os resultados apresentados correspondem a um universo de 105 ensaios realizados, sendo aqui expostos em termos dos valores médios dos índices físicos de interesse (índice de vazios, teor de umidade e grau de saturação) e dos correspondentes parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) dos solos estudados. Nos Quadros 2, 3 e 4, os termos  $e$ ,  $w$  e  $Sr$  correspondem, respectivamente, aos valores médios de índice de vazios, teor de umidade e grau de saturação das amostras ensaiadas,  $v$  corresponde à velocidade de ensaio e  $\phi$  ao ângulo de atrito obtido. O termo “*todos os dados*” empregado nesses quadros refere-se ao conjunto de resultados de ensaios obtidos considerando-se todas as velocidades de carregamento utilizadas.

**Quadro 2** – Resultados dos ensaios sobre as amostras do solo 1 (Pitanga, 2002).

	$e$	$w$ (%)	$Sr$ (%)	$v$ (mm/min)	coesão (kPa)	$\phi$ (°)
Média	1,49	29,61	56,62	0,0094	25	39
Desvio padrão	0,02	0,88	1,22			
Média	1,48	29,17	56,24	0,142	19	38
Desvio padrão	0,02	0,79	0,89			
Média	1,44	27,62	54,68	5	30	37
Desvio padrão	0,03	0,73	0,67			
Todos os dados					25	38

**Quadro 3** – Resultados dos ensaios sobre as amostras do solo 2 (Pitanga, 2002).

	$e$	$w$ (%)	$Sr$ (%)	$v$ (mm/min)	coesão (kPa)	$\phi$ (°)
Média	1,34	27,26	56,71	0,0094	129	38
Desvio padrão	0,03	0,62	1,91			
Média	1,34	26,80	56,44	0,142	116	39
Desvio padrão	0,03	0,59	2,02			
Média	1,34	26,46	55,30	5	105	39
Desvio padrão	0,05	1,33	3,20			
Todos os dados					117	39

**Quadro 4** – Resultados dos ensaios sobre as amostras do solo 3 (Pitanga, 2002).

	<i>e</i>	<i>w</i> (%)	<i>Sr</i> (%)	<i>v</i> (mm/min)	<i>coesão</i> (kPa)	$\phi$ (°)
Média	1,04	8,77	22,91	0,0094	40	31
Desvio padrão	0,01	0,29	0,70			
Média	1,02	7,93	21,14	0,142	25	35
Desvio padrão	0,02	0,71	1,82			
Média	1,01	8,04	21,57	5	39	33
Desvio padrão	0,03	0,35	0,94			
Todos os dados					35	33

Da análise dos resultados apresentados nos Quadros 2, 3 e 4, verifica-se que, em termos práticos, não há uma influência significativa da velocidade de carregamento sobre os parâmetros de resistência ao cisalhamento, visto que as magnitudes dos parâmetros de resistência são próximas entre si. Essa tendência se confirma quando se comparam os resultados relativos a cada velocidade com aqueles pertinentes a todos os dados, independentemente da velocidade de ensaio. Maiores diferenças foram verificadas para o solo 3 (residual jovem), que, contrariamente aos solos 1 e 2, mais homogêneos, apresenta variabilidade significativa no campo.

Ressalta-se que a constatação relativa à não observância de efeito significativo da velocidade de ensaio na resistência ao cisalhamento dos solos analisados foi, também, reafirmada por Pitanga (2002), quando o autor trabalhou com um banco de dados de menor variabilidade nos índices físicos dos solos (teor de umidade e índice de vazios), minimizando, assim, possível efeito da sucção nos resultados dos ensaios realizados.

## 6 – CONCLUSÃO

Para os solos residuais tropicais não saturados estudados, considerando-se as velocidades de carregamento e a gama de tensões normais empregadas, os resultados do presente trabalho permitem concluir que não há um padrão de variação nos parâmetros coesão e ângulo de atrito interno que venha a sugerir uma relação com a velocidade de carregamento do ensaio. Assim, para fins práticos, pode-se afirmar que a velocidade de carregamento não influencia, significativamente, a resistência ao cisalhamento dos solos ensaiados.

## 7 – AGRADECIMENTOS

Os autores desejam expressar os seus agradecimentos ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico do Brasil (CNPq), pelo apoio fornecido, na forma de financiamento à pesquisa e bolsa de mestrado, que possibilitou a realização do presente trabalho.

## 8 – BIBLIOGRAFIA

- Azevedo, M. A. A. (1999) *Contribuição ao estudo geotécnico de solos de Viçosa-MG*. Viçosa: UFV, 1999. 174 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa.
- Barbosa, P. S. A. (2002) *Comunicação pessoal*. Viçosa-MG, Universidade Federal de Viçosa, Departamento de Engenharia Civil.
- Bishop, A. W., Henkel, D. J. (1962) *The measurement of soil properties in triaxial test*. London, Edward Arnold, 227p.
- Bishop, A. W.; Alpan, I.; Blight, G. E.; Donald, I. B. (1960) *Factors controlling the shear strength of partly saturated cohesive soils*, ASCE, Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, pp. 503-532.
- Donald, I. B. (1961) *The mechanical properties of saturated and partly saturated soils with special reference to negative pore water pressure*. Ph. D. dissertation, University of London, London, England.
- Gibson, R. E.; Henkel, D. J. (1954) Influence of duration of tests at constant rate of strain on measured “drain” strength, In: *Geotechnique*, vol. 4, p. 6-15.
- Head, K. H. (1986) *Manual of soil laboratory testing*. New York, John Wiley & Sons, vol. 3, 495 p.
- Ho, D. Y. F.; Fredlund, D. G. (1982) *Strain rates for unsaturated soil shear strength testing*, in Proc. 7<sup>th</sup> Southeast Asian Geotech. Conf., Hong Kong.
- Ker, J. C., Schaefer, C. E. R. (1995) *Roteiro da excursão do XXV Congresso Brasileiro de Ciência do Solo: Viçosa-Sete Lagoas*. Viçosa: Departamento de Solos, Universidade Federal de Viçosa, 47p.
- Leroueil, S. (1997) *Critical state soil mechanics and the behavior of real soils*. In: Symposium on recent developments in soil and pavement mechanics, Rio de Janeiro, p.27-33.
- Leroueil, S., Vaughan, P R. (1990) The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. In: *Geotechnique*, 40, No.3, 467-488.
- Lima, D. C.; Nieto, A. S.; Viotti, C. B.; Bueno, B. S. (1994) *Executive summary*. In: Proceedings of the US/Brazil Geotechnical Workshop on Applicability of Classical Soil Mechanics Principles to Structured Soils, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brazil, November 23-25, p 1-13.
- Pitanga, H. N. (2002) *Influência da velocidade de carregamento e do tempo de inundação na resistência ao cisalhamento de solos estruturados*, UFV, 123 p. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa.
- Satija, B. S.; Gulhati, S. K. (1979) *Strain rate for shearing testing of unsaturated soil*, in Proc. 6<sup>th</sup> Asian Reg. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Singapore, pp. 83-86.
- Schaefer, C. E. R. (1996) *The microstructure of Brazilian latosols as long-term biotic constructs*. In: Anais, Congresso Latino-americano de Ciência do Solo, 13, 1996, Piracicaba, São Paulo, Brasil, p.1-20.

# ANÁLISE DOS MÉTODOS DE CONTROLO DE INTEGRIDADE DE GEOMEMBRANAS DE PEAD USADAS EM ATERROS DE RSU

Analysis of HDPE geomembrane integrity control methods used in MSW landfills

Maria da Graça Alfaro Lopes\*

**RESUMO** – Nos aterros de resíduos sólidos urbanos (RSU), as geomembranas são utilizadas no sistema de confinamento da base e taludes, como barreira à fuga de lixiviados, devendo resistir a agressões químicas e biológicas por parte dos resíduos, lixiviados e biogás, a agressões mecânicas durante a construção (tráfego de obra, colocação de camadas sobrejacentes, etc.) e exploração (peso dos resíduos, assentamentos da fundação, etc.) e ao efeito da exposição aos raios solares, entre outros. Como a eficácia do funcionamento do sistema de confinamento dos aterros de RSU está muito dependente do desempenho das geomembranas e este da sua integridade física, considerou-se importante apresentar os possíveis tipos e origens dos danos a que as geomembranas podem ser sujeitas e fazer uma análise dos métodos mais adequados para a detecção de orifícios e subsequente reparação.

**ABSTRACT** – Geomembranes are currently used in municipal solid waste landfills (MSW) to act as an effective barrier against leachate migration. Geomembranes should also present a good chemical compatibility with waste and leachate, an adequate mechanical resistance to withstand the stresses often imposed during construction and operation phases and a high resistance to UV degradation. The liner system effectiveness is very dependent of the geomembrane performance, and this one of its physical integrity. Thus, it was considered important to present the possible causes and types of the geomembrane damages and to analyze the most suitable methods for their detection and subsequent repair.

## 1 – INTRODUÇÃO

A consciencialização da necessidade de preservar a saúde pública, qualidade do meio ambiente e de proteger os solos e recursos hídricos levou a que se tenha optado pela utilização de barreiras múltiplas (naturais e artificiais) na constituição do sistema de confinamento dos aterros de resíduos. Nesses sistemas tem-se assistido a um aumento sistemático da aplicação de geossintéticos, nomeadamente de geomembranas (tecnicamente designadas também por barreiras geossintéticas poliméricas), cujo desempenho é fundamental para garantir o isolamento dos solos envolventes, evitando a entrada de água do exterior sobre os resíduos e minimizando a fuga dos lixiviados.

Dada a importância primordial que a manutenção da integridade física da geomembrana tem no seu desempenho de barreira à migração de fluidos, considerou-se fundamental não só chamar a atenção para os aspectos que podem por em causa essa integridade, nomeadamente os danos a que as geomembranas podem estar sujeitas durante as fases de construção e exploração, mas também fazer uma análise dos métodos mais adequados para a sua detecção e posterior reparação.

---

\*Professora Coordenadora do ISEL. E-mail: glopes@dec.isel.ipl.pt

## 2 – AS GEOMEMBRANAS UTILIZADAS EM ATERROS DE RSU

As geomembranas são membranas sintéticas de muito baixa permeabilidade, usadas como barreira à migração de fluidos. Nos aterros de resíduos de RSU, as geomembranas são utilizadas no sistema de confinamento da base e dos taludes, com a função de minimizar a fuga de lixiviados e no sistema de cobertura, com a função de controlar a infiltração das águas superficiais (e consequentemente a produção de lixiviado) e evitar a migração não controlada do biogás. Para além de terem de cumprir as funções indicadas, as geomembranas têm ainda de resistir a agressões químicas e biológicas por parte dos resíduos, lixiviados e biogás, a agressões mecânicas durante a construção (tráfego de obra, colocação de camadas sobrejacentes) e exploração (peso dos resíduos, assentamentos da cobertura ou fundação) e ainda ao efeito da exposição aos raios solares, entre outros.

As propriedades das geomembranas necessárias ao cumprimento das funções atrás indicadas dependem dos seus componentes e processo da fabrico. Para além da resina, os outros componentes são os plastificantes, que como o nome indica são utilizados para aumentar a flexibilidade, os fillers, que são pequenas partículas minerais (carbonato de cálcio, por exemplo) utilizadas para aumentar a rigidez, o negro de carbono, que tem por objectivo aumentar a rigidez e retardar a degradação pelos UV, os aditivos, sendo os mais comuns os fungicidas (para evitar o ataque de fungos e bactérias) e os antioxidantes (para evitar a degradação por oxidação). Na Tabela 1 estão indicados os tipos de geomembranas mais utilizadas em aterros de resíduos, os seus principais componentes e propriedades.

**Tabela 1** – Tipos de geomembranas mais utilizadas em aterros de resíduos, principais componentes e propriedades (adaptado de Daniel e Koerner (1995)).

Tipo de geomembrana	Componentes (% em peso)					Propriedades
	resina	plastificantes	fillers	negro de carbono	aditivos	
polietileno de alta densidade (PEAD)	95 - 98	0	0	2 - 3	0,25 - 1	<ul style="list-style-type: none"> <li>- a mais alta resistência química e à tracção</li> <li>- boa resistência aos UV(*) e temperatura</li> <li>- satisfatória a boa resistência ao punçoamento</li> </ul>
polietileno de baixa densidade (PEBD)	94 - 96	0	0	2 - 3	1 - 4	<ul style="list-style-type: none"> <li>- boa resistência química</li> <li>- boa resistência ao punçoamento e tracção</li> <li>- boa resistência aos UV</li> <li>- boa flexibilidade</li> </ul>
policloreto de vinilo (PVC)	50 - 70	25-35	0 - 10	2 - 5	2 - 5	<ul style="list-style-type: none"> <li>- boa resistência química</li> <li>- fraca resistência aos UV</li> <li>- muito boa resistência ao punçoamento</li> <li>- excelente flexibilidade</li> <li>- a mais fácil de colocar</li> </ul>
polietileno clorosulfonado (CSPE)	40 - 60	0	40 - 50	5 - 40	5 - 15	<ul style="list-style-type: none"> <li>- boa resistência química</li> <li>- boa resistência aos UV e à temperatura</li> <li>- satisfatória a boa resistência ao punçoamento e rasgamento</li> </ul>

(\*)especialmente se contiver negro de carbono e antioxidantes

As geomembranas de PEAD têm sido as mais utilizadas no confinamento da base dos aterros de resíduos devido à sua resistência química, mecânica, durabilidade e também por permitirem soldaduras resistentes do ponto de vista mecânico e hidráulico. Estas geomembranas, embora rígidas, têm boas propriedades físicas e conseguem suportar tensões elevadas muitas vezes impostas durante a construção do aterro.

### 3 – A IMPORTÂNCIA DO CONTROLO DA INTEGRIDADE FÍSICA DA GEOMEMBRANA

Como foi referido, nos aterros de RSU, as geomembranas têm como função principal garantir uma barreira à migração de fluidos. Para cumprir essa função é necessário garantir a integridade física das geomembranas face às solicitações a que ficam sujeitas durante o período de construção e exploração do aterro. É assim da máxima importância identificar os tipos de danos ou defeitos nas geomembranas, as possíveis causas e providenciar os métodos adequados para a sua detecção e reparação atempada, minimizando-se assim a fuga de lixiviados e contaminação dos solos e água subterrânea.

### 4 – TIPOS DE DANOS OU DEFEITOS NAS GEOMEMBRANAS

Os defeitos existentes nas geomembranas podem ocorrer por deficiente fabrico ou resultarem das actividades de construção e exploração. Outras características, como por exemplo as rugas (Bouzza et al, 2002), devidas à elevada expansão térmica das geomembranas de PEAD e a flutuações da temperatura ambiente durante a sua colocação, podem ainda contribuir para o aumento da fuga de lixiviados (Rowe, 1998). A Tabela 2 mostra exemplos dos vários tipos de defeitos que a geomembrana pode sofrer durante as fases de fabrico, construção e exploração do aterro e as suas possíveis causas.

Dos primeiros estudos apresentados por Nosko et al. (1996) sobre danos (que afectam toda a espessura) das geomembranas, ou seja danos que permitem a fuga de lixiviado, concluiu-se que 25% ocorriam durante a colocação da geomembrana, 73% ocorriam durante a colocação da camada drenante sobrejacente e cerca de 2% ocorriam durante a fase de exploração do aterro (Figura 1).



Fig. 1 – Percentagem de danos na geomembrana, consoante o período em que ocorrem

Dos 25% de danos ocorridos durante a colocação da geomembrana, 61% deveram-se a extruções deficientes, 18% a fusões deficientes por sobreaquecimento, 17% a punçoamentos devido a pedras existentes no solo subjacente e 4% a cortes decorrentes das operações de colocação e ensaios (Figura 2 a).

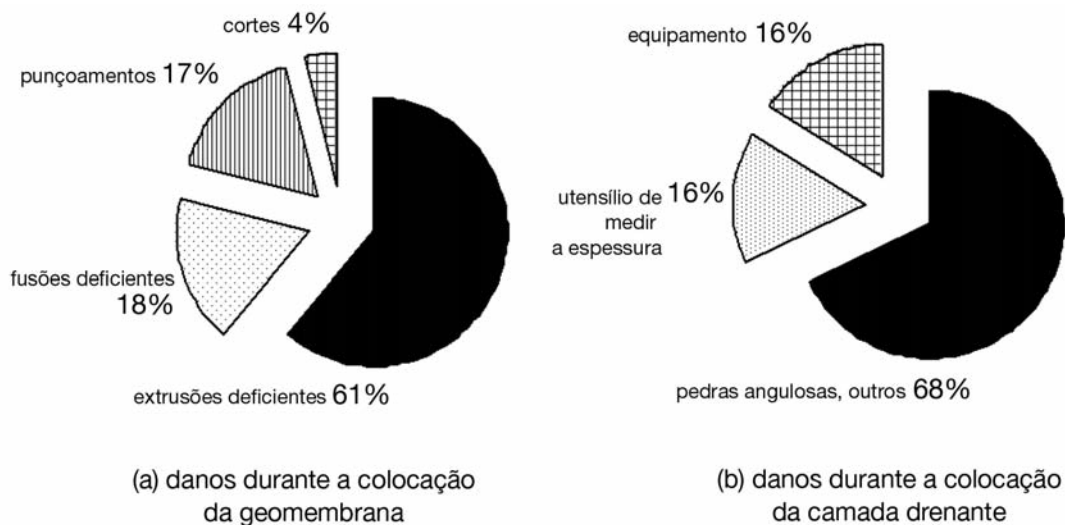
**Tabela 2** – Tipos de defeitos e possíveis causas (adaptado de McQuade e Needham (1999)).

Tipo de operação		Tipo de defeito	Causas/ Comentários
<b>fabrico</b>		pequenos orifícios, variação de espessura, baixa resistência ao “stress cracking”	resina de má qualidade (pouco comum se existir controlo de qualidade de fabrico adequado)
<b>construção</b>	<b>transporte</b>	sulcos, cortes, rasgos, furos, roturas	equipamento de transporte, carga e descarga e locais de armazenamento inadequados
	<b>colocação</b>	sulcos, cortes, orifícios, rasgos	arrastamento dos rolos, rebarbação descuidada dos painéis, superfície subjacente inadequada, utilização menos própria de equipamentos sobre os painéis, vento, rugas, dobras
	<b>soldadura</b>	cortes, sobreaquecimento, incisões, descolagem, rugas	rebarbação descuidada dos bordos, velocidade e temperatura de soldadura incorrectas, excessiva pressão dos rolos, zona de soldadura suja ou molhada
	<b>colocação da camada drenante sobrejacente</b>	rasgos, cortes, sulcos, orifícios, tensões na geomembrana	insuficiente protecção da geomembrana, acção dos equipamentos de movimentação de terras, contracção da geomembrana devido a redução da temperatura, inadequada espessura mínima da 1ª camada de material drenante, ou dimensões inadequadas das partículas
<b>exploração</b>		orifícios, rasgos, sulcos, roturas	punçoamento devido à deposição de resíduos, rotura de soldaduras de baixa resistência, tensões causadas por assentamento dos resíduos ou assentamentos diferenciais na base

Dos 73% de danos ocorridos durante a colocação da camada drenante, 68% são devidos a pedras angulosas, a inaceitáveis dimensões das partículas constituintes da camada drenante ou a deficiente dimensionamento do geotêxtil de protecção, 16% devido ao equipamento pesado usado para espalhar a camada drenante, sobretudo nos locais onde existiam rugas ou dobras ou inadequado espalhamento e 16% devido à incorrecta utilização do utensílio usado para verificar a espessura da camada drenante (Figura 2 b).

Uma pesquisa mais recente apresentada por Nosko e Touze-Foltz (2000) mostrou que a localização dos danos na geomembrana tinham a seguinte distribuição: 78% na base do aterro, 9% nos cantos, 4% por baixo dos tubos de drenagem, 2% em ligações com tubos e 7% em outros locais (Figura 3).





**Fig. 2** – Percentagem de danos na geomembrana durante as fases de colocação da geomembrana (a) e camada drenante (b), consoante as causas.



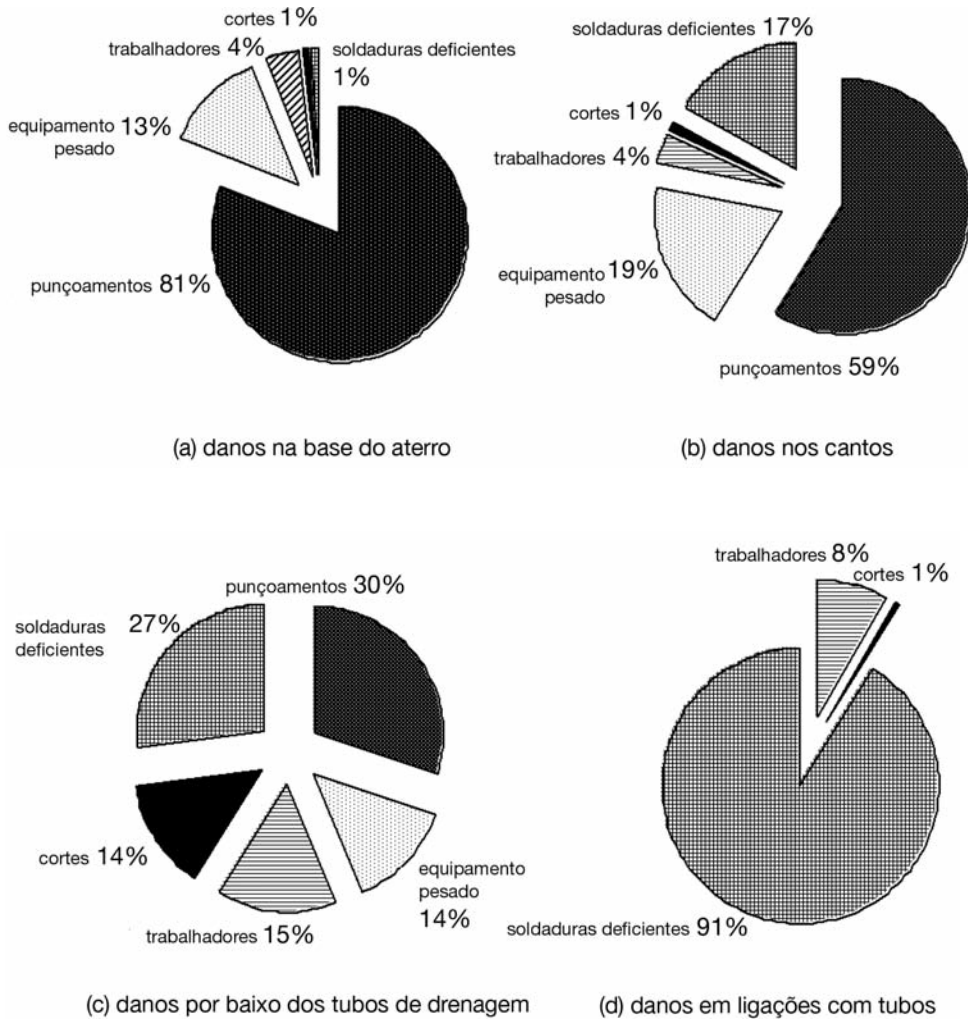
**Fig. 3** – Percentagem de danos na geomembrana, consoante a sua localização.

Dos 78% de danos ocorridos na geomembrana colocada na base do aterro, 81% deveram-se a punçoamentos por pedras existentes no solo subjacente, 13% a equipamento pesado, 4% aos trabalhadores, 1% a cortes e 1% a soldaduras deficientes (Figura 4 a).

Dos 9% de danos ocorridos nos cantos deveram-se 59% a punçoamentos por pedras existentes no solo subjacente, 19% a equipamento pesado, 4% aos trabalhadores, 1% a cortes e 17% a soldaduras deficientes (Figura 4 b).

Dos 4% de danos ocorridos por baixo dos tubos de drenagem deveram-se 30% a punçoamentos por pedras existentes no solo subjacente, 14% a equipamento pesado, 15% aos trabalhadores, 14% a cortes e 27% a soldaduras deficientes (Figura 4 c).

Dos 2% de danos ocorridos em ligações com tubos deveram-se 8% aos trabalhadores, 1% a cortes e 91% a soldaduras deficientes (Figura 4 d).



**Fig. 4** – Percentagem de danos na geomembrana colocada na base do aterro (a), nos cantos (b), por baixo dos tubos de drenagem (c) e em ligações com tubos (d), consoante as causas.

## 5 – MÉTODOS DE DETECÇÃO DE DANOS OU DEFEITOS NAS GEOMEMBRANAS

Os danos ou defeitos das geomembranas podem surgir, como se referiu no item anterior, num de três períodos críticos: fabrico, construção ou exploração do aterro de resíduos. Assim, para que a geomembrana garanta a longo prazo um bom desempenho como barreira aos fluidos, torna-se necessário verificar a sua conformidade e a sua integridade não só durante a construção (a curto prazo) como também durante a exploração (a longo prazo). Com esta finalidade foram desenvolvidos os ensaios que seguidamente se apresentam.

## 5.1 – Ensaios de conformidade

Os ensaios de conformidade, como o nome indica, destinam-se a assegurar que as características da geomembrana fornecida se encontram em conformidade com os valores indicados nas especificações técnicas do fabricante e ainda a verificar possíveis defeitos de fabrico.

O número de ensaios de conformidade, a realizar logo após a recepção da geomembrana em obra, depende das informações disponíveis sobre o controlo de qualidade de fabrico das geomembranas, implementado pelo fabricante, incluindo a existência de certificado de controlo de qualidade do produto, emitido por organismo de certificação idóneo e independente.

O controlo de qualidade de fabrico diz respeito por um lado às matérias primas empregues e por outro ao processo de fabrico utilizado. Na Tabela 3 estão indicados, a título de exemplo, o tipo e frequência dos ensaios de controlo de fabrico que podem ser realizados, para geomembranas de PEAD.

**Tabela 3** – Exemplo do tipo e frequência dos ensaios de controlo de fabrico de uma geomembrana de PEAD.

Tipo de ensaio		Norma	Frequência
Nome			
espessura		ASTM D 5199	cada rolo
massa volúmica da resina índice de fluidez		ASTM D 1505 ASTM D 1238	cada lote
massa volúmica da geomembrana teor em negro de carbono dispersão em negro de carbono		ASTM D 1505 ASTM D 4218 ASTM D 5596	cada 2 rolos cada 2 rolos cada 6 rolos
resistência à tracção	na cedência	ASTM D 6693	cada 2 rolos
	na rotura		
extensão	na cedência		
	na rotura		
resistência ao punçoamento (estático)		ASTM D 4833	cada 6 rolos
resistência ao rasgamento		ASTM D 1004	cada 6 rolos
estabilidade dimensional		ASTM D 1204	cada 6 rolos
resistência à oxidação (envelhecimento térmico)		ASTM D 3895	cada lote
resistência ao “stress cracking” (por exposição atmosférica)		ASTM D 5397	cada lote
resistência aos UV		ASTM D 5885	por formulação

Para as geomembranas de PEAD, os ensaios de conformidade mais comuns são os indicados na Tabela 4.

**Tabela 4** – Ensaios de conformidade mais comuns em geomembranas de PEAD.

Tipo de ensaio		
Nome	Norma	
espessura	ASTM D 5199 DIN 53353 ISO 9863	
massa volúmica	ASTM D 792 ASTM D 1505 DIN 53479 ISO 1183	
teor em negro de carbono	ASTM D 1603 ASTM D 4218 ISO 11358 ISO 06964	
resistência à tracção	na cedência	ASTM D 638
	na rotura	ASTM D 6693
extensão	na cedência	ASTM D 4885
	na rotura	DIN 53255 PK4 ISO 527
resistência ao punçoamento (estático)	EN ISO 12236 ASTM D 4833 FTMS 101, m. 2065 DIN 43507 ISO 12236	
resistência ao rasgamento	ASTM D 1004 DIN 5315 ISO 13434	

## 5.2 – Ensaios de verificação da integridade da geomembrana a realizar durante a construção

Para além da garantia de um fabrico de geomembranas sem defeitos, é necessário garantir que durante a construção do aterro a integridade da geomembrana também não é afectada. Tendo em consideração o tipo de operações passíveis de induzir danos na geomembrana, durante este período (referidos na secção 4), os ensaios de verificação da integridade a realizar sobre a geomembrana podem dividir-se em dois grandes grupos, os usados para detectar defeitos durante a colocação e ligação dos painéis de geomembrana e ou usados após a colocação e ligação dos painéis de geomembrana (nomeadamente os usados para detectar defeitos decorrentes da colocação da camada drenante suprajacente à geomembrana).

### 5.2.1 – Ensaios de verificação da integridade da geomembrana a realizar durante a colocação e ligação dos painéis de geomembrana

Conforme já foi referido, os danos que se verificam durante a colocação e ligação dos painéis podem ocorrer no próprio painel ou na ligação (zona de soldadura). Tendo sido efectuado um con-





trol de qualidade de fabrico adequado, em princípio não haverá razões para haver defeitos nos painéis de geomembrana que ponham a sua integridade física em causa, a não ser os que ocorram durante o transporte e colocação.

No que respeita às soldaduras entre painéis (que não podem ser efectuadas em fábrica, dada a dimensão dos aterros de resíduos), tem havido uma grande preocupação na verificação da sua qualidade, atendendo à variedade de factores humanos, ou relacionados com o equipamento e condições meteorológicas que as podem afectar. Assim, os métodos de controlo de qualidade desenvolvidos têm por objectivo, não só detectar a sua perda de continuidade, mas também de resistência.

### 5.2.1.1 – Ensaios de verificação da resistência das soldaduras (*ensaios destrutivos*)

Os ensaios de verificação da resistência das soldaduras dependem do tipo de geomembrana, que por seu lado pode condicionar o tipo de soldadura, conforme se mostra na Tabela 5.

**Tabela 5** – Tipos de soldadura consoante os tipos de geomembranas (adaptado de Koerner (1998)).

Tipos de soldadura (exemplos mais comuns)	Tipos de geomembranas			
	PEAD	PEBD	CSPE	PVC
<b>Extrusão:</b> 	a	a	na	na
<b>Termofusão (dupla):</b> 	a	a	a	a
<b>Química:</b> 	na	na	a	a
<b>Colagem:</b> 	na	na	a	a

a – método aplicável

na – método não aplicável

Na **soldadura por extrusão** há deposição de material (obtido por extrusão de um cordão do mesmo polímero da geomembrana), a temperatura elevada, na borda do painel da geomembrana superior.

A **soldadura por termofusão** é conseguida por aquecimento das geomembranas superior e inferior, através de uma cunha metálica quente ou por insuflação de ar quente e auxílio de uma pressão mecânica de rolos compressores.

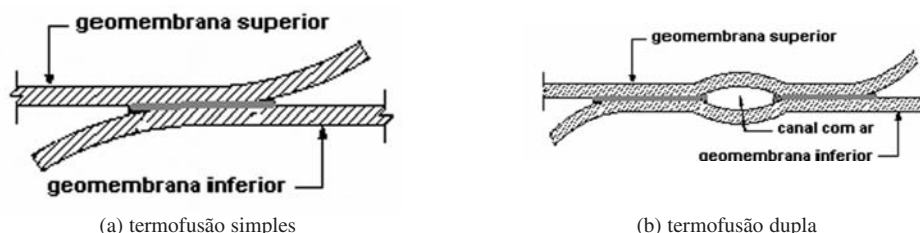
Na **soldadura química** a união entre painéis é conseguida pelo “ataque” químico das superfícies, provocado por um solvente volátil que leva à união dos painéis de geomembrana superior e inferior, com auxílio de uma pressão mecânica.

Na **soldadura por colagem**, contrariamente à soldadura química, há incorporação de um adesivo na zona de sobreposição dos painéis.

Embora para as soldaduras de geomembranas de PEAD sejam aplicáveis os métodos de extrusão e termofusão, por razões de fiabilidade, é este último método o mais utilizado nos aterros de RSU. Só nos locais onde, por dificuldades de acesso, seja inviável efectuar soldaduras por fusão, se executam soldaduras por extrusão.

As soldaduras por termofusão podem ser simples ou duplas (Figura 5), mas normalmente recorre-se a soldaduras por termofusão duplas, procurando assim diminuir a probabilidade de perda de continuidade (ou estanqueidade), pois, neste caso é necessário que a soldadura em ambos os lados seja defeituosa, para haver fuga de lixiviados.

A verificação da resistência das soldaduras efectuadas por extrusão e termofusão é normalmente avaliada estatisticamente, através de ensaios realizados sobre amostras cortadas nas soldaduras existentes, razão pela qual estes ensaios são classificados como ensaios destrutivos. As amostras são seleccionadas de forma aleatória, segundo determinada frequência de amostragem, por exemplo usando o método dos atributos, formalizado na norma GRI-GM14 (1998), recomendado para obras com áreas superiores a 100 ha, ou usando o método da carta de controlo formalizado na norma GRI-GM20 (2002), recomendado para obras de área inferior. A estratégia de amostragem escolhida, qualquer que seja, não deve no entanto limitar ou impedir a amostragem adicional em zonas suspeitas.



**Fig. 5** – Soldaduras por termofusão simples e duplas (adaptado de Steel Dragon Enterprise CO, Ltd (2001)).

Os ensaios de verificação da resistência das soldaduras têm por objectivo avaliar essencialmente duas propriedades: a resistência ao corte e a resistência ao arranque.

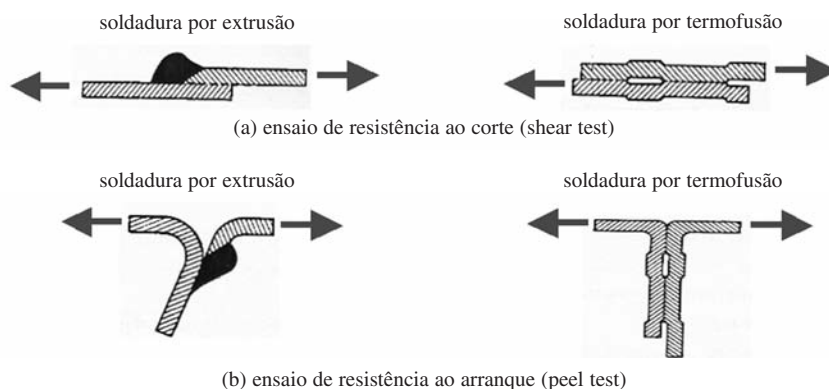
No ensaio de resistência ao corte procura-se avaliar de que forma o processo de soldadura afecta a resistência da geomembrana adjacente à soldadura, Peggs 1990). No ensaio de resistência ao arranque procura-se avaliar a qualidade da soldadura (Peggs e Little, 1985).

Na Tabela 6 estão indicadas as normas de ensaio mais utilizadas para a avaliação da resistência ao corte e arranque de soldaduras para vários tipos de geomembranas.

**Tabela 6** – Normas de ensaio para avaliação da resistência de soldaduras de vários tipos de geomembranas (adaptado de Daniel e Koerner (1995)).

Tipos de geomembranas	Ensaio de resistência ao corte (shear test)	Ensaio de resistência ao arranque (peel test)
PEAD	ASTM D-4437	ASTM D-4437
PEBD	ASTM D-6392	ASTM D-6392
CSPE	ASTM D-751	ASTM D-413
PVC	ASTM D-3083 ASTM D-6392	ASTM D-413 ASTM D-6392

Para avaliar a resistência das soldaduras de geomembranas de PEAD, pode utilizar-se a norma ASTM D 4437 (1999), válida para geomembranas reforçadas e não reforçadas e a ASTM D 6392 (1999), válida para geomembranas não reforçadas e só para soldaduras obtidas por ligação térmica. O princípio do ensaio é semelhante para ambas as normas e consiste em traccionar o provete de soldadura, a uma determinada velocidade (dependente do tipo de geomembrana), da forma indicada na Figura 6 (a) e (b), respectivamente para o ensaio de corte e arranque.



**Fig. 6** – Ensaios de resistência ao corte e arranque de soldaduras.

Para o ensaio de arranque a velocidade preconizada é de 50 mm/min para as geomembranas de PEAD (e PVC) e de 500 mm/min para as geomembranas de PEBD. O ensaio termina com a rotura do provete.

Para o ensaio de corte a velocidade preconizada é de 50 mm/min para as geomembranas de PEAD, e de 500 mm/min para as geomembranas de PEBD (e PVC). Para as geomembranas de PEAD o ensaio termina quando o provete tiver atingido uma extensão de 50%, devendo o provete ser levado à rotura para os outros tipos de geomembranas.

Deve registar-se o valor da resistência ao corte (máxima força por unidade de largura inicial) de cada provete de uma série de cinco, bem como o valor médio, máximo e mínimo da série. O mesmo deve ser efectuado para a resistência ao arranque. Deve ainda indicar-se o tipo de rotura (ver Tabela 7).

**Tabela 7** – Tipos de rotura das soldaduras por termofusão e extrusão.

Tipos de soldadura	Tipos de rotura
termofusão	<p>(a) (b) (c) (d) (e) (f)</p>
extrusão	<p>(a) (b) (c) (d) (e) (f) (g) (h) (i) (j) (l) (m)</p>

soldaduras por termofusão não aceitáveis: (a), (e) > x%, (f);  
soldaduras por extrusão não aceitáveis: (a), (b), (c), (m).

Têm sido desenvolvidos vários critérios de aceitação/rejeição para as soldaduras de geomembranas, tendo por base os resultados obtidos nos ensaios de resistência ao corte e arranque. Muitos dos critérios especificam para além dos tipos de rotura não aceitáveis, os valores mínimos da eficiência ao arranque e corte das soldaduras, definida pela relação entre a resistência na zona da soldadura e a resistência na cedência especificada da geomembrana (dois desvios padrão abaixo do valor médio da resistência na cedência). A percentagem de separação, verificada durante o ensaio de arranque, é um parâmetro que também tem sido considerado para a avaliação da qualidade do processo de soldadura. A extensão correspondente à resistência ao corte é outro parâmetro a que também se tem recorrido para averiguar a ductilidade da soldadura, uma vez que o processo de soldadura pode originar um aumento da cristalinidade, implicando consequentemente uma rotura mais frágil.

Na Tabela 8 indicam-se a título de exemplo alguns dos critérios de aceitação mais conhecidos para soldaduras por termofusão de geomembranas de PEAD.

**Tabela 8** – Critérios de aceitação para soldaduras por termofusão de geomembranas de PEAD.

Tipo de soldadura	Ensaio	Parâmetro	Critérios			
			Haxo e Kamp (1990)	Daniel e Koerner (1995)	Peggs (1990)	GRI-GM 19 (2002)
termofusão	corte	eficiência ao corte (*)	>90%	>95 %	>95%	>95%
		extensão (**)	>50%	–	>100% (texturada) >500% (lisa)	>50%
	corte	eficiência ao arranque (*)	>60%	62 %	>80%	>72%
		separação	–	–	nenhuma	<25%

(\*) relação entre a resistência na zona da soldadura e a resistência na cedência especificada da geomembrana

(\*\*) correspondente à resistência ao corte

Embora não exista consenso sobre o critério que melhor qualifica as soldaduras de geomembranas de PEAD é actualmente aceite que a determinação da resistência ao arranque e respectiva localização da rotura e a determinação da resistência ao corte poderão dar indicações das características das soldaduras a curto prazo. No entanto, para a previsão da durabilidade da soldadura e da geomembrana adjacente há necessidade de determinar também a extensão correspondente à resistência ao corte e saber a percentagem de separação na zona de soldadura, no ensaio de arranque. O valor da extensão permite inferir se o processo de soldadura afectou a geomembrana adjacente (se a extensão for baixa a durabilidade poderá estar comprometida). Se existir separação (ainda que parcial) na zona de soldadura, fissuras induzidas nas superfícies separadas podem implicar uma redução da resistência ao “stress cracking” da geomembrana (Peggs, 1990).

### 5.2.1.2 – Ensaio de verificação da continuidade das soldaduras (ensaio não-destrutivo)

Os ensaios de verificação da continuidade (estanqueidade) a realizar sobre as soldaduras dependem, tal como os ensaios de verificação da sua resistência, do tipo de geomembrana e do tipo de soldadura, conforme se mostra na Tabela 9.



Contrariamente aos ensaios para verificação da resistência, os ensaios para verificação da continuidade são realizados ao longo de todo o comprimento da soldadura e para todas as soldaduras.

**Tabela 9** – Métodos de ensaios não-destrutivos consoante os tipos de soldadura e de geomembrana (adaptado de Daniel e Koerner (1995)).

Métodos de ensaio não-destrutivos (exemplos mais comuns)		Tipo de soldadura	Tipo de geomembrana
ensaio do jacto de ar (air lance test)		química colagem	todas excepto PEAD
ensaio da haste metálica (mechanical point/pick test)		todas	todas
ensaio de pressão de ar (pressurized dual seam)		termofusão dupla	todas
ensaio de vácuo (vacuum box test)		todas	todas
ensaio do arame eléctrico (electric wire test)		todas (*)	todas
ensaios por ultrasons	ensaio de vibração (ultrasonic pulse echo test)	química colagem termofusão	PEAD, PEBD, PVC
	ensaio da impedância plana (ultrasonic impedance plane test)	química colagem termofusão	PEAD, PEBD, PVC
	ensaio da sombra (ultrasonic shadow test)	termofusão extrusão	PEAD, PEBD

(\*) mas é necessário a introdução de um arame durante a realização da soldadura

O **ensaio de jacto de ar** consiste em aplicar, através de um tubo com um bocal, um jacto de ar sobre a extremidade superior da soldadura. Se localmente houver descontinuidade na soldadura formam-se fluxos de ar debaixo da geomembrana, fazendo-a empolar e/ou vibrar de forma audível. Este ensaio não é aplicável a geomembranas de PEAD.

O **ensaio da haste metálica** consiste em fazer uma certa pressão com uma haste metálica (por exemplo uma chave de fendas) ao longo da extremidade superior da soldadura, conforme indicado na Figura 7. Quando a ponta da haste ficar bloqueada ou conseguir entrar através da soldadura é porque foi detectado um defeito. É possível detectar defeitos da dimensão da ponta da haste metálica e os resultados, muito dependentes da sensibilidade do operador são de natureza qualitativa. Este ensaio pode ser realizado nas soldaduras das geomembranas (ainda não cobertas) e colocadas no fundo, taludes e cobertura dos aterros de resíduos, desde que a acessibilidade e segurança do operador estejam garantidas.

O **ensaio de pressão de ar** consiste em injectar ar, com uma agulha, a uma determinada pressão (entre 0,2 e 0,4 MPa, dependente da geomembrana e temperatura), no canal central existente nas soldaduras de termofusão duplas, e verificar se existe estabilização dessa pressão durante cerca de 5 min ou se a perda de pressão é inferior a 10 %, evidência de que a junta é estanque (Figura 8). Os defeitos com dimensões superiores ao milímetro podem ser detectados pela existência de “bolhas de sabão”, após lavar-se a soldadura com uma solução de água e detergente.

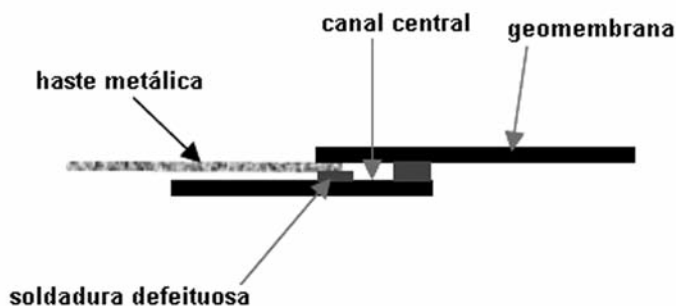


Fig. 7 – Esquema do ensaio da haste metálica (CFGG, 2003).



Fig. 8 – Ensaio de pressão de ar (Timothy et al., 2005).

Este ensaio pode ser realizado nas soldaduras das geomembranas colocadas no fundo, taludes e cobertura dos aterros de resíduos, durante a após a sua colocação, desde que não estejam ainda cobertas.

Para o **ensaio de vácuo** começa-se por lavar a zona a ensaiar com uma solução de água e detergente. Coloca-se depois uma câmara transparente sobre a zona em questão e cria-se uma depressão (de 0,05 MPa, para geomembranas de PEAD) pelo menos durante 30 segundos, com a ajuda de uma bomba. Verifica-se seguidamente a existência de “bolhas de sabão”, sinal evidente de fuga de ar através da geomembrana e conseqüentemente da sua não continuidade naquela zona (Figura 9). Este ensaio permite a detecção de defeitos mesmo inferiores ao milímetro, podendo ser realizado nas soldaduras das geomembranas de aterros de resíduos, desde que não estejam cobertas. É de difícil execução em taludes muito inclinados ou se a superfície de contacto entre a geomembrana e a câmara de vácuo não for suficientemente plana.

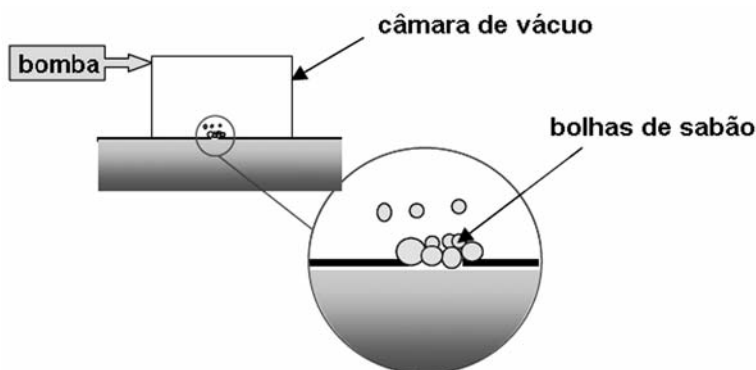


Fig. 9 – Esquema do ensaio de vácuo (CFGG, 2003).

O **ensaio do arame eléctrico** necessita da introdução de um arame de cobre na zona de sobreposição das geomembranas superior e inferior, durante a realização da soldadura. Após a soldadura, as duas extremidades do arame são retiradas da área de soldadura para serem sujeitas a uma corrente eléctrica (15 a 30 kV). Seguidamente faz-se mover uma sonda (ligada a um voltímetro), ao longo de todo o comprimento da soldadura. Se o mostrador do voltímetro registar um aumento brusco do sinal (ou se houver a emissão de um som agudo ou ainda uma faísca) significa que a soldadura pode estar defeituosa (Figura 10). Contudo os resultados podem ser afectados pela existência de humidade na superfície inferior da geomembrana. Este ensaio é usual ser realizado nas soldaduras por extrusão das geomembranas de aterros de resíduos, desde que não estejam cobertas.

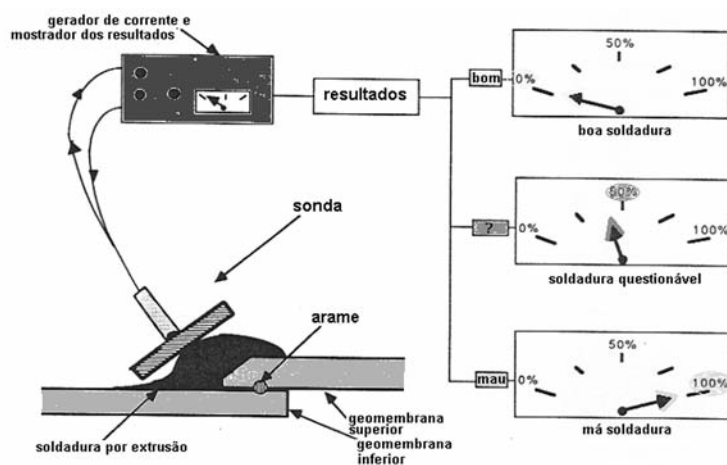


Fig. 10 – Esquema do ensaio do arame eléctrico (Koerner e Lord Jr, 1990).

O **ensaio de vibração** consiste basicamente em comparar a espessura real da soldadura com aquela que a soldadura deveria ter. É emitida uma vibração de alta frequência (5 a 15 MHz) à geomembrana superior, durante apenas alguns microsegundos, que será reflectida a partir da extremidade inferior da geomembrana inferior, a não ser que a ligação entre as duas geomembranas seja deficiente e nesse caso reflectir-se-á a partir da extremidade inferior da geomembrana superior (Figura 11), o que levará metade do tempo, por o espaço a percorrer ser também metade.

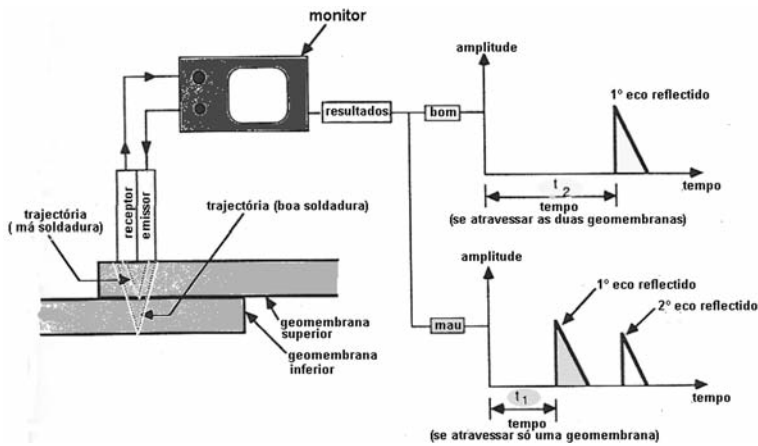


Fig. 11 – Ensaio por ultrasons: esquema do ensaio de vibração (koerner e Lord Jr, 1990).

O **ensaio da impedância plana** baseia-se no princípio da impedância acústica. Uma onda contínua de 160 a 185 kHz é enviada através de um transdutor para a zona de soldadura, visualizando-se no monitor a localização de um ponto característico. A distância do ponto ao centro é proporcional à falta de qualidade da soldadura (Figura 12).

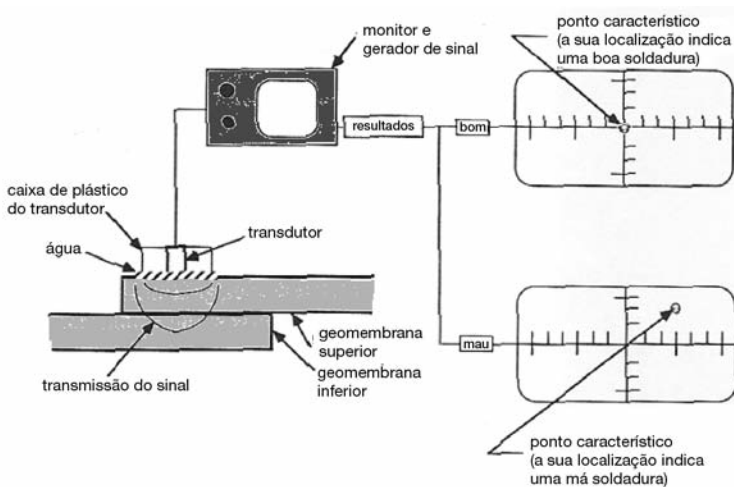


Fig. 12 – Ensaio por ultrasons: esquema do ensaio da impedância plana (Koerner e Lord Jr, 1990).

O **ensaio da sombra** consiste na emissão de um vibração durante algum tempo (50 – 100 ms) à geomembrana superior e a sua recepção através da geomembrana inferior, do outro lado da soldadura. No monitor pode visualizar-se a evolução da amplitude no tempo, estando indicado na Figura 13 os resultados obtidos para os casos de boas, questionáveis e más soldaduras.

Dos oito métodos apresentados, os mais utilizados para avaliar a continuidade/ estanqueidade das soldaduras das geomembranas em aterros de resíduos são os ensaios de pressão de ar e de vácuo, pela sua simplicidade de funcionamento e baixo custo. O ensaio do arame eléctrico é menos usado por o equipamento ser mais complexo, recorrendo-se a este ensaio só em locais onde os ensaios mais usuais não podem ser realizados, como por exemplo nos cantos, nas valas de drenagem

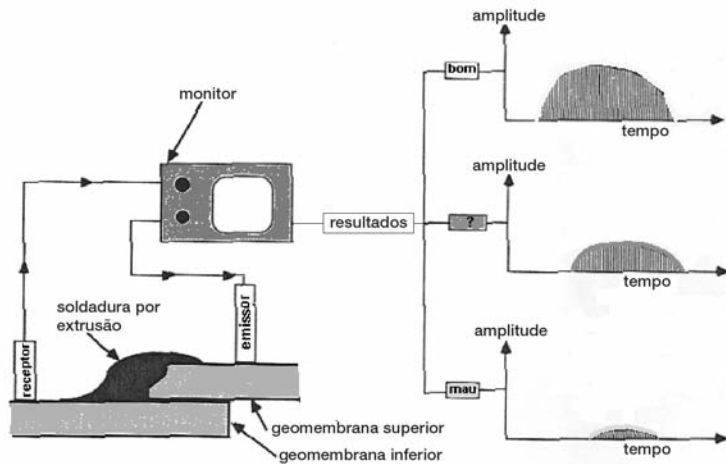


Fig. 13 – Ensaio por ultrasons: esquema do ensaio da sombra (Koerner e Lord Jr, 1990).

ou nas ligações das geomembranas a tubos . O ensaio da haste metálica é só usado para pequenos comprimentos de soldadura pela sua morosidade. Os ensaios por ultrasons não são muito usados, pois para além do equipamento ser complexo, também é necessário recorrer a técnicos mais especializados.

Mas como já se mostrou (Figura 2 a), relativamente aos danos ocorridos durante a colocação da geomembrana, para além dos danos nas soldaduras existem também cerca de 17% de danos devido a punçoamentos por pedras existentes no solo subjacente. Assim, para além dos ensaios de verificação da integridade das soldaduras, houve que desenvolver ensaios para detecção de orifícios nos próprios painéis das geomembranas. Na verdade, alguns dos ensaios usados para testar as soldaduras também podem servir para os painéis da geomembrana. No entanto, dada a morosidade que implicaria a sua implementação em grandes áreas, foram desenvolvidos ensaios específicos para detecção de orifícios quando toda a área é suposta já se encontrar completamente impermeabilizada, ensaios que serão objecto da secção seguinte.

### 5.2.2 – Ensaio de verificação da estanqueidade da geomembrana a realizar após a colocação e ligação dos painéis de geomembrana

Os métodos de ensaio (não-destrutivos) desenvolvidos para verificar a estanqueidade da geomembrana, após a colocação e ligação dos painéis de geomembrana, destinam-se só a detectar defeitos (resultantes das operações de construção) que impliquem a subsequente fuga de fluidos, ou seja, aqueles que afectam a geomembrana em toda a sua espessura. Os métodos foram divididos em dois grupos consoante a geomembrana já se encontra ou não coberta pelas camadas sobrejacentes (Tabela 10).

#### 5.2.2.1 – Ensaio de verificação da estanqueidade da geomembrana a realizar antes da sua cobertura (ensaio não-destrutivo)

Um dos ensaios de verificação da estanqueidade da geomembrana a realizar exclusivamente antes da sua cobertura é o **do jacto ou da poça de água**. Para este ensaio é necessário utilizar dois

eléctrodos, um passivo ligado ao subsolo e outro ligado ao jacto de água ou à ferramenta usada para espalhar a água. Os dois eléctrodos são ligados a um gerador de corrente contínua (entre 12 e 24 V). Se a água entra em contacto com o solo carregado negativamente, devido à existência de um orifício, o circuito fecha-se aumentando o sinal eléctrico. Um sinal sonoro avisa o operador da existência do defeito (Figura 14).

**Tabela 10** – Métodos de ensaios de verificação da estanqueidade da geomembrana após a sua colocação e ligação dos painéis, em aterros de resíduos.

Métodos de Ensaio (exemplos mais comuns)	Geomembrana não-coberta	Geomembrana coberta	Observações
ensaio do jacto (ou da poça) de água (the water puddle and water lance method)	sim	não	<ul style="list-style-type: none"> <li>– só para geomembranas não condutoras</li> <li>– os materiais em contacto com a superfície inferior da geomembrana têm de ser condutores</li> <li>– velocidade de prospecção 200 a 300 m<sup>2</sup>/ h/ operador</li> <li>– detecção de defeitos da ordem do milímetro</li> </ul>
ensaio da faísca eléctrica (the holiday detector)	sim	não	<ul style="list-style-type: none"> <li>– só para geomembranas não condutoras</li> <li>– os materiais em contacto com a superfície inferior da geomembrana têm de ser condutores</li> <li>– velocidade de prospecção 5000 a 8000 m<sup>2</sup>/dia/máq/ operador</li> <li>– detecção de defeitos da ordem do milímetro</li> </ul>
ensaio com sistema fixo de detecção e localização de orifícios (the grid method)	sim	sim	<ul style="list-style-type: none"> <li>– necessidade de colocação prévia de sensores no solo de suporte</li> <li>– só para geomembranas não condutoras</li> <li>– os materiais em contacto com as superfícies inferior e superior da geomembrana têm de ser condutores</li> <li>– tempo de medida: 5 a 12 min (área máxima de prospecção 10 000m<sup>2</sup>)</li> </ul>
ensaio da geomembrana condutora (electrically conductive geomembrane method)	sim	sim <sup>(*)</sup>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– necessidade de geomembrana condutora</li> <li>– a geomembrana deve estar seca</li> <li>– velocidade de prospecção 6000 a 8000 m<sup>2</sup>/dia/máq/ 2 operadores</li> <li>– detecção de defeitos da ordem do milímetro</li> </ul>
ensaio da sonda eléctrica móvel (the water and soil covered geomembrane method)	não	sim <sup>(*)</sup>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– só para geomembranas não condutoras</li> <li>– os materiais em contacto com as superfícies inferior e superior da geomembrana têm de ser condutores</li> <li>– velocidade de prospecção 150 a 250 m<sup>2</sup>/ h/ operador</li> <li>– detecção de defeitos de menos de 1 mm</li> </ul>

(\*) desde que a geomembrana se mantenha seca

A velocidade de prospecção é da ordem dos 200 a 300 m<sup>2</sup>/hora/operador, podendo detectar-se orifícios da ordem do milímetro. Este ensaio pode ser realizado em geomembranas não cobertas e desde que o material em contacto com a sua superfície inferior seja condutor. A existência, por exemplo, de geogrelhas, geossintéticos bentoníticos ou uma argila muito seca, pode comprometer as medições.

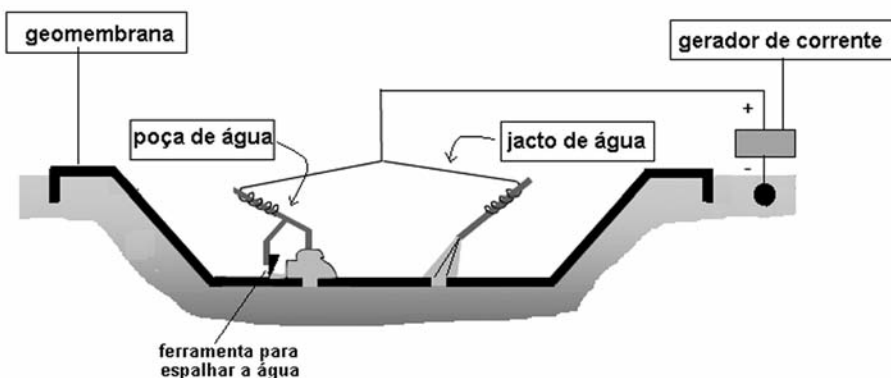


Fig. 14 – Esquema do ensaio do jacto ou da poça de água (CFGG, 2003).

Outro ensaio de verificação da estanqueidade da geomembrana a realizar antes da sua cobertura é o da fásca eléctrica. Para este ensaio usa-se um equipamento constituído por um gerador de baixa corrente eléctrica e alta tensão, podendo esta variar entre 20 a 100 kV, consoante a espessura da geomembrana a ensaiar. Ao gerador estão ligados dois eléctrodos, um passivo ligado ao subsolo, e outro ligado a uma haste com uma escova ou barra metálica na ponta, que o operador faz passar lentamente pela superfície superior da geomembrana. A geomembrana (não condutora) funciona como isolante entre o solo e a haste metálica e qualquer descontinuidade será detectada por uma fásca, acompanhada de um aviso sonoro (Figura 15).

A velocidade de prospecção é da ordem dos 5000 a 8000 m<sup>2</sup>/dia/máq/operador, podendo detectar-se orifícios da ordem do milímetro. Este ensaio pode ser realizado em geomembranas não cobertas e desde que o material em contacto com a sua superfície inferior seja condutor.

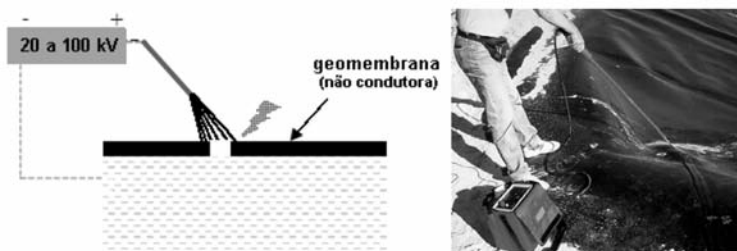


Fig. 15 – Esquema do ensaio da fásca eléctrica.

#### 5.2.2.2 – Ensaios de verificação da estanqueidade da geomembrana a realizar antes e/ou depois da sua cobertura (**ensaios não-destrutivos**)

O ensaio com sistema fixo de detecção e localização de orifícios e o ensaio da geomembrana condutora permitem verificar a estanqueidade da geomembrana antes e/ou depois da sua cobertura, embora com algumas limitações de aplicação que adiante se indicam.

Para o ensaio com sistema fixo de detecção e localização de orifícios, antes da colocação da geomembrana, é necessária a colocação no solo, a pequena profundidade, de uma rede de sensores, segundo uma quadrícula pré-definida. Cada sensor é ligado através de um cabo eléctrico a um aparelho de aquisição de dados, situada na proximidade da obra (Figura 16).

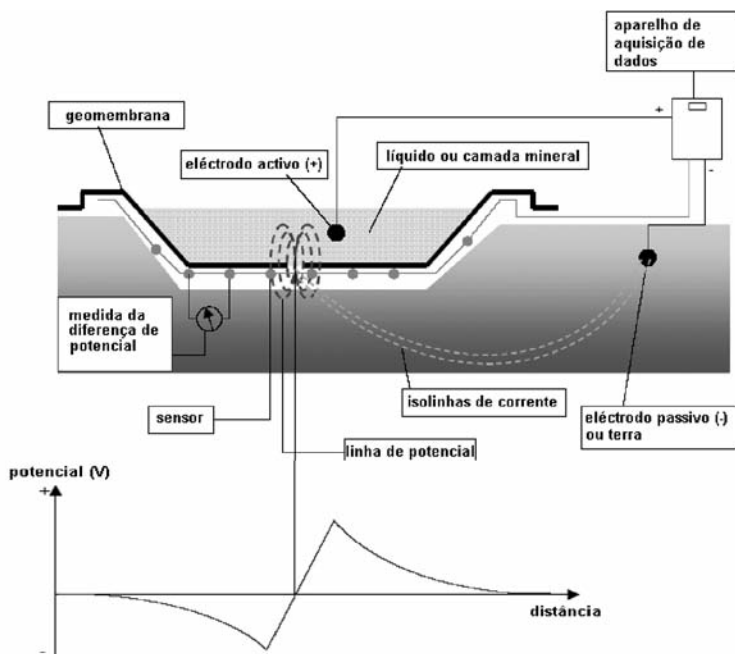


Fig. 16 – Esquema do ensaio com sistema fixo de detecção e localização de orifícios (CFGG, 2003).

Depois da colocação da geomembrana (ou também da camada de protecção e camada drenante) instala-se um gerador de corrente eléctrica ao qual se ligam dois eléctrodos, um colocado acima da geomembrana e outro (o eléctrodo terra) colocado no solo de fundação. Quando uma corrente eléctrica é aplicada, a densidade de corrente sob a geomembrana pode ser medida pelos diferentes sensores. Qualquer perfuração da geomembrana provoca uma anomalia na distribuição da densidade da corrente eléctrica. Através de um software específico podem localizar-se os orifícios da geomembrana com bastante precisão. Este método permite localizar orifícios com uma precisão correspondente a 15% do espaçamento entre dois sensores, que varia normalmente entre 0,5 a 1m. A área máxima de ensaio não deve ser superior a 10 000 m<sup>2</sup> (compreendendo em média entre 130 a 200 sensores), sendo necessário entre 5 e 12 minutos para se efectuarem as leituras, após calibração do equipamento. Este ensaio pode ser realizado em geomembranas não condutoras, cobertas ou não, desde que os materiais em contacto com as suas superfícies inferior e superior sejam condutores e o mais homogêneos possível.

Para o **ensaio da geomembrana condutora** é necessário utilizar uma geomembrana com uma camada inferior coextrudida condutora fina (com cerca de 0,1 mm). Essa camada consegue ser electricamente condutora por possuir um elevado teor em negro de carbono. Começa-se por carregar uma placa condutora de neoprene, colocada na superfície superior da geomembrana, com uma tensão entre 15 a 30 kV. A carga é transferida para a camada condutora da geomembrana através do efeito capacitivo. De seguida, com a ajuda de uma vassoura eléctrica faz-se a prospecção da superfície superior não condutora da geomembrana. Quando existe um orifício estabelece-se uma corrente, gerando uma faísca e/ou um sinal sonoro (Figura 17). A velocidade de prospecção é da ordem dos 6000-8000 m<sup>2</sup>/dia/aparelho/equipa de dois operadores, podendo detectar-se orifícios da ordem do milímetro. Este ensaio pode ser realizado em geomembranas não cobertas ou cobertas, desde que a sua superfície superior esteja seca. É desaconselhada a sua utilização em dias de chuva.



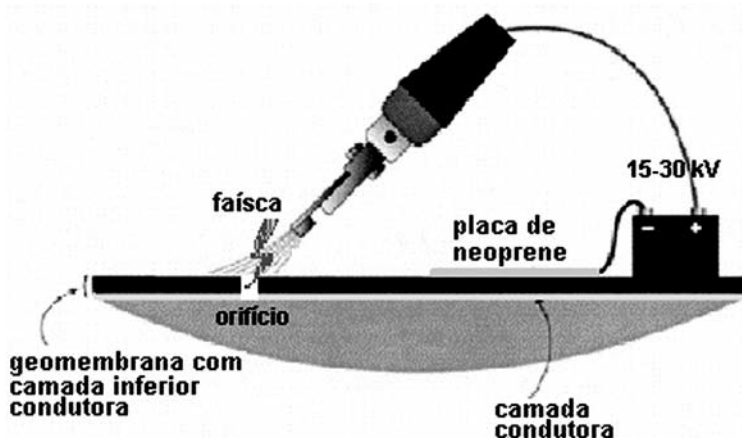


Fig. 17 – Esquema do ensaio da geomembrana condutora (adaptado de ASTM D 6747 (2002)).

### 5.2.2.3 – Ensaios de verificação da estanqueidade da geomembrana após a sua cobertura (ensaios não-destrutivos)

Tendo-se mostrado (Figura 1) que a maior percentagem de danos em geomembranas aplicadas em aterros de resíduos é devida à colocação menos cuidada da camada drenante suprajacente (Figura 18) e que estes não são facilmente reparáveis pela dificuldade que há na sua detecção, é particularmente importante generalizar a utilização de métodos de detecção de orifícios na geomembrana após a sua cobertura. Apesar dos custos elevados, a sua utilização será sempre mais eficaz e conduzirá a soluções mais económicas que quaisquer medidas correctivas a realizar, quando, através da monitorização das águas subterrâneas, se concluir haver fugas de lixiviado.

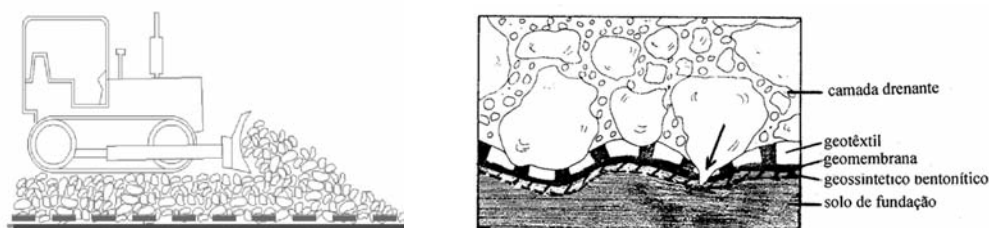


Fig. 18 – O risco de punção da geomembrana durante a colocação da camada drenante.

Embora alguns métodos utilizados para geomembranas não cobertas possam ser também aplicados após a sua cobertura (ver 5.2.2.2), existem alguns métodos que só se aplicam quando a geomembrana estiver coberta. É o caso do ensaio da sonda eléctrica móvel. Neste ensaio utilizam-se dois eléctrodos, um colocado no solo de suporte e outro, colocado no material que cobre a superfície superior da geomembrana, de modo a estabelecer-se uma diferença de potencial entre o solo exterior e o meio interno. Os dois eléctrodos são ligados a um gerador de corrente contínua (Figura 19).

Com a ajuda de uma sonda eléctrica móvel efectua-se medidas de potencial eléctrico, segundo uma densidade pré-determinada. Uma mudança de sinal nos valores medidos pode indicar a existência de um orifício. Como o campo de potencial diminui à medida que a sonda se afasta do eléctrodo, se tal não acontecer e se pelo contrário se verificar um aumento do potencial, significa que a sonda está na proximidade de um orifício. O potencial é máximo quando a sonda se encontrar

mesmo por cima do orifício. Quando o orifício se encontrar equidistante dos eléctrodos, nenhum gradiente de potencial será detectado (Phaneuf e Peggs (2001)). Este ensaio pode ser realizado em geomembranas não condutoras cobertas, desde que os materiais em contacto com as suas superfícies inferior e superior sejam condutores. A existência, por exemplo, de uma argila muito seca, ou de uma geogrelha pode comprometer as medições. No caso da geomembrana estar coberta com água, a altura desta deve estar compreendida entre 0,1 e 1 m. Uma altura de água superior pode dificultar a mobilidade do operador. Depois da colocação e calibração do aparelho de aquisição de dados, o tempo de leitura é imediato e a interpretação dos resultados é de cerca de 10 minutos. A velocidade de prospecção depende do tipo de material que cobre a geomembrana, da geometria do local e das condições meteorológicas, variando entre 150 a 250 m<sup>2</sup>/hora/operador.

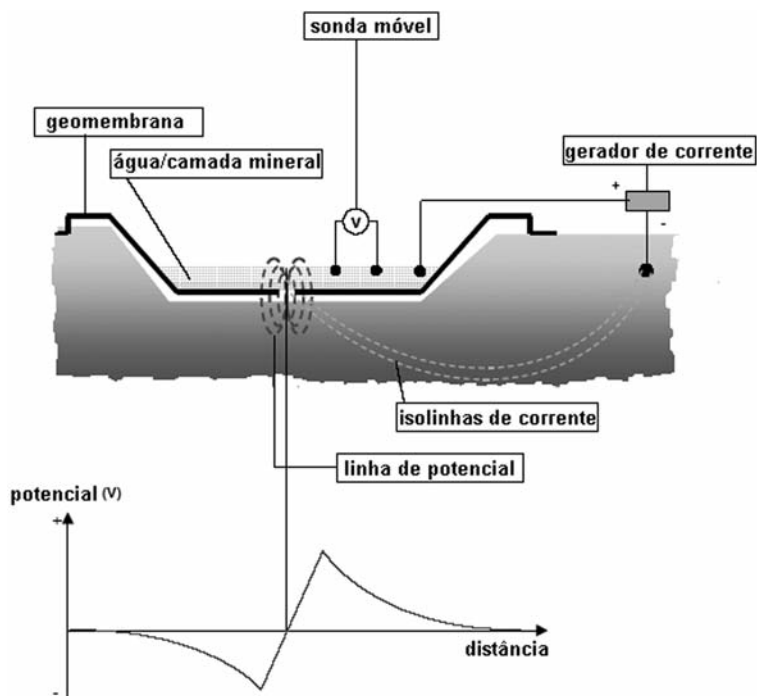


Fig. 19 – Esquema do ensaio da sonda eléctrica móvel (CFGG, 2003).

## 6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objectivo deste artigo foi o de mostrar as causas e localizações mais frequentes dos orifícios das geomembranas utilizadas no confinamento de aterros de resíduos e fazer uma análise dos métodos que possibilitam a detecção daqueles orifícios, para subsequente reparação (com o propósito de reduzir o risco de perda de estanqueidade da geomembrana, e consequentemente minimizar a fuga dos lixiviados e contaminação dos solos e água subterrânea).

A partir dos resultados apresentados pode concluir-se que cerca de 98% dos danos observados em geomembranas utilizadas no confinamento de aterros de resíduos ocorrem durante o período de construção. Destes 25% ocorrem durante a colocação da geomembrana e ligação dos painéis e 73% durante a colocação da camada drenante sobrejacente à geomembrana. Os danos mais recorrentes são as soldaduras defeituosas e o punçoamento da geomembrana devido a pedras angulosas.

Tendo em consideração o tipo de operações passíveis de induzir danos nas geomembranas, durante o período de construção do confinamento dos aterros de resíduos, desenvolveram-se métodos de ensaio para verificação da integridade, não só das soldaduras, mas também dos próprios painéis das geomembranas.

Para verificar a integridade das soldaduras efectuam-se dois tipos de ensaios, um para avaliar a resistência ao arranque e corte e outro para averiguar a perda de continuidade/estanqueidade. Os primeiros são realizados sobre amostras cortadas nas soldaduras existentes, razão pela qual estes ensaios são classificados como ensaios destrutivos. Os segundos são realizados ao longo de todo o comprimento da soldadura e para todas as soldaduras (ensaios não-destrutivos). Para os painéis das geomembranas é usual verificar-se apenas a sua estanqueidade.

Foi efectuada uma análise dos diferentes métodos para avaliação da integridade das geomembranas e suas soldaduras, tendo-se apresentado para além do princípio de funcionamento e tipo de resultados, as respectivas condições de aplicação em função do tipo de geomembrana e/ou soldadura. Na Tabela 11 apresenta-se uma síntese da aplicabilidade dos diferentes métodos analisados, para soldaduras ou painéis da geomembrana, para o caso de esta se encontrar ou não coberta e localizada na base e taludes ou cobertura do aterro.

**Tabela 11** – Aplicabilidade dos diferentes métodos de verificação de integridade de geomembranas.

Métodos de ensaio	Zona do painel	Zona da soldadura	Geomembrana coberta	Geomembrana não coberta	Base e taludes	Cobertura
ensaios de resistência	–	*	–	*	*	*
ensaios de estanqueidade	ensaio do jacto de ar <sup>(1)</sup>	–	* <sup>(1)</sup>	–	*	*
	ensaio da haste metálica	–	*	–	*	*
	ensaio de pressão de ar <sup>(2)</sup>	–	*	–	*	*
	ensaio de vácuo	–	*	–	*	*
	ensaio do arame eléctrico	–	* <sup>(2)</sup>	–	*	–
	ensaios por ultrasons	–	*	–	*	*
	ensaio do jacto (ou da poça) de água	* + *		–	*	–
	ensaio da fâsca eléctrica	* +/- *		–	*	–
	ensaio com sistema fixo de detecção e localização de orifícios	* + *		*	*	*
	ensaio da geomembrana condutora <sup>(4)</sup>	* + *		* <sup>(5)</sup>	*	–
	ensaio da sonda eléctrica móvel	* + *		*	–	*

(1) não é válido para geomembranas de PEAD e só é válido para soldaduras químicas e por colagem.

(2) só é válido para soldaduras de termofusão duplas.

(3) necessidade de introdução de um arame durante a soldadura.

(4) só é válido para geomembranas condutoras.

(5) desde que a geomembrana se mantenha seca.

## 7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM D 4437 (1999) – “Standard practice for determining the integrity of field seams used in joining flexible polymeric sheet geomembranes”, American Society of Testing Materials, USA.
- ASTM D 6392 (1999) – “Standard test method for determining the integrity of nonreinforced geomembrane seams produced using thermo-fusion methods”, American Society of Testing Materials, USA.
- ASTM D 6747 (2002) – “Standard guide for selection of techniques for electrical detection of potential leak paths in geomembranes”, American Society of Testing Materials, USA.
- Bouzza A., Zornberg J. G., Adam D. (2002) – “Geosynthetics in waste containment facilities: recent advances”, 7<sup>th</sup> International Conference on Geosynthetics, Nice, France, 21 to 23 September, pp 445-507.
- CFGG, (2003) – “Présentation de méthodes de détection et de localisation de défauts dans les dispositifs d’étanchéité par géomembranes”, Comité Français Géosynthétiques, France.
- David E. Daniel, Robert M. Koerner, (1995) – “Waste containment facilities. Guidance for construction, quality assurance and quality control of liner and cover systems”, American Society of Civil Engineering Press, New York.
- GRI GM14 (1998) – “Standard Guide for Selecting Variable Intervals for Taking Geomembrane Destructive Seam Samples Using the Method of Attributes”, Geosynthetic Research Institute, Drexel University, USA.
- GRI GM19 (2002) – “Standard Specification for Seam Strength and Related Properties of Thermally Bonded Polyolefin Geomembranes”, Geosynthetic Research Institute, Drexel University, USA. (Revista em 2003).
- GRI GM20 (2002) – “Standard Guide for Selecting Variable Intervals for Taking Geomembrane Destructive Seam Samples Using control Charts”, Geosynthetic Research Institute, Drexel University, USA.
- Haxo H., Kamp L. (1990) – “Destructive Testing of Geomembranes Seams: Shear and Peel Testing of Seam Strength”, *Geotextiles and Geomembranes* n° 9, pp 369-404.
- Koerner R. M. (1998) – “Designing with Geosynthetics”, Fourth Edition. Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.
- McQuade S. J., Needham A.D (1999) – “Geomembrane liner defects-causes, frequency and avoidance”, *Geotechnical Engineering* n° 137 pp 203-213.
- Nosko V., Andrezal T., Gregor T., Ganier, P. (1996) – “SENSOR damage detection system (DDS)-the unique geomembrane testing method”. *Proceedings of 1<sup>st</sup> European Geosynthetics Conference, Maastricht*, pp 743-748.
- Nosko V., Touze-Foltz N. (2000) – “Geomembrane liner failure:modelling of its influence on contaminant transfert”. *Proceedings of 2<sup>nd</sup> European Geosynthetics Conference, Bologna*, vol 2, pp 557-560.
- Phaneuf R., Peggs I. D. (2001) – “Landfill construction quality, lessons learned from electrical resistivity testing of geomembrane liners”. *Geotechnical Fabrics Report*, April 2001, pp 28-35.
- Peggs I. D., Little D. (1985) – “The Effectiveness of peel and shear tests in evaluating HPDE geomembrane seams”, 2<sup>nd</sup> Canadian Symposium on Geotextiles and Geomembranes, pp 141-146.

- Peggs I. D. (1990) – “Destructive Testing of Polyethylene Geomembrane Seams: Various Methods to Evaluate Seams Strength”, *Geotextiles and Geomembranes* n°9 (4), pp 405-414.
- Robert M. Koerner, Arthur E. Lord Jr (1990) – “Nondestructive evaluation of geomembrane seams: methods in development”, *Geotextiles and Geomembranes* n° 9 (4) pp 431-443.
- Rowe, R. K. (1998) – “Geosynthetics and the minimization of contaminant migration through barrier systems beneath solid waste”, *Proceedings of 6<sup>th</sup> International Conference on Geosynthetics, Atlanta, vol. 1, pp 27-102.*
- Steel Dragon Enterprise CO, Ltd (2001) – “Quality Assurance Manual for the installation of flexible membrane lining systems”. Publicação editada na página da empresa Steel Dragon Enterprise CO, Ltd e consultada em 9 de Novembro de 2001.  
<[www.steel-dragon.com/literature/manuals/installation\\_qa\\_qc\\_manual.pdf](http://www.steel-dragon.com/literature/manuals/installation_qa_qc_manual.pdf)>
- Timothy D. Stark, John Heap, Stuart Lange, Dave Mc Laury, Standford Slifer (2005) – “Air – chanel testing landfill geomembrane seams. Results from a recent workshop help minimize destructive testing”, *GFR magazine, Geosynthetics Material Association, volume 23, n° 2, 4 pp.*



# RENIVELAMENTO DO EDIFÍCIO NÚNCIO MALZONI COM 2.2° DE DESAPRUMO

## The pumbling of 2.2° tilted Nuncio Malzoni Building

Carlos Eduardo Moreira Maffei\*

Heloisa Helena Silva Gonçalves\*\*

Paulo de Mattos Pimenta\*\*\*

**RESUMO** – O Bloco A do Condomínio Nuncio Malzoni, localizado na cidade de Santos, apresentava uma inclinação de 2,2° devida a recalques diferenciais. Após uma cuidadosa análise da estrutura do prédio, foi elaborado e executado um projeto para reaprumá-lo. Foram executadas novas fundações e uma estrutura de transição, após o que o prédio foi forçado a retornar à sua posição original por meio da utilização de macacos hidráulicos. O trabalho apresenta a análise do comportamento do solo e da estrutura durante todo o processo, que foi cuidadosamente monitorado.

**ABSTRACT** – Santos subsoil presents a thick layer of marine clay and due to differential settlements near 100 buildings are tilted. One of them, Edifício Nuncio Malzoni was tilted 2,2° and after careful analysis made in order to verify structural safety, a recovering design was made to put it into vertical position. New foundations and a transition structure were made; then, the building was forced to the original position, by means of hydraulic jacking. This paper presents design details and soil and structure behaviour during all the work, carefully monitored.

### 1 – INTRODUÇÃO

A Baixada Santista é formada por nove municípios, dentre os quais Santos é o maior e mais importante. A cidade de Santos com cerca de 650 000 habitantes, é uma das mais antigas do Brasil, sendo classificada entre as primeiras em qualidade de vida no país, atraindo inúmeras pessoas de idade. Além de estar no nível do mar e possuir uma topografia plana, seu jardim, ao longo de toda a orla marítima é muito admirado pela beleza e extensão; segundo o Guinness Book é o maior jardim do mundo. Atualmente a cidade apresenta estrutura de primeiro mundo, com rede de esgoto em 97% da área habitada e 95% de ruas pavimentadas. No entanto, Santos tem um grave problema a ser resolvido: “ O que fazer com cerca de 100 prédios inclinados?”

Em 1940 teve início a construção das grandes obras na região para unir o porto de Santos, que é o maior da América Latina, à cidade de São Paulo, capital do estado, que fica a 80km de distância. Nesta época a única informação geológica existente sobre as baixadas litorâneas estava no tratado “Geologia do Brasil”, que descrevia as baixadas como “planícies holocênicas em plena fase de crescimento, por entre ilhas granítico-gneissica”. As planícies de Santos e São Vicente eram descritas como “dunas e vasas”. As areias acumuladas pelo vento elevam-se pouco acima do mar, enquanto as planícies lodosas, não obstante serem revestidas de vegetação (mangais), são integralmente alagadas nas marés altas. Os grandes bananais de Santos eram protegidos por diques artificiais.

---

\*Maffei Eng.; Prof. Titular da Escola Politécnica da USP

\*\*Prof. Associado., Escola Politécnica da USP

\*\*\*Prof. Titular da Escola Politécnica da USP

Com as sondagens executadas na década de 40, Vargas esboçou o primeiro perfil geológico da Baixada Santista, mostrado na figura 1. Segundo Vargas (1994), na década de 40 também teve início a construção de grandes edificações na orla marítima, área nobre da cidade. As primeiras sondagens mostraram a existência de uma camada superficial de areia (SPT entre 9 e 40) com aproximadamente 10m de espessura, na qual a tensão admissível máxima aplicada era de até 250kN/m<sup>2</sup>, limitada devido às camadas subjacentes. Abaixo da camada de areia o subsolo é constituído por camadas intercaladas de argila orgânica mole e areia argilosa, de origem sedimentar. A figura 2 apresenta o perfil geotécnico na região da orla marítima (Teixeira, 1994).

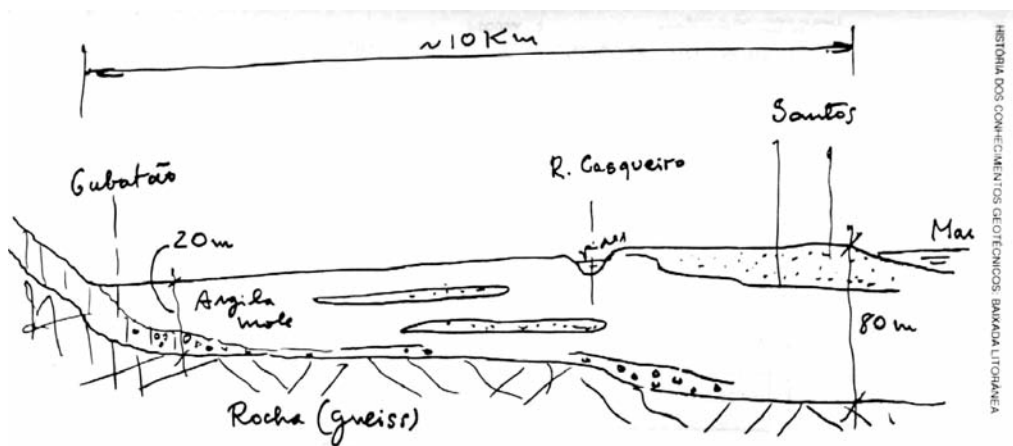


Fig. 1 – Esboço de corte geológico da Baixada Santista, desenhado por Vargas.

Comprar um apartamento em frente ao mar, em Santos, foi e ainda é o sonho de muitos. Como o espaço físico em frente à praia é limitado, os empreendedores começaram a construir prédios cada vez mais altos, com fundações diretas apoiadas a profundidades variáveis entre 1,5m e 2m. Os recalques calculados pelos projetistas das fundações eram admitidos como aceitáveis. A solução adotada pela maioria era unir as sapatas com vigas de rigidez de 1,5m de altura e 0,50m de largura, formando praticamente um radier, para que o prédio se comportasse como corpo rígido.

Em 1954 e 1958, Machado publicou os primeiros trabalhos comparando os recalques observados com os previstos em prédios construídos em Santos (Machado, 1954 e 1958). Os recalques observados já atingiam valores de até 70cm e os recalques diferenciais de pilares de um mesmo prédio já chegavam a 40cm (Machado, 1961). Alguns prédios começaram a recalcar desde a construção das primeiras lajes. Depois de algumas rupturas de pilares periféricos, estes começaram a ser projetados com cerca de 20% a mais do que o calculado.

A maioria dos prédios altos foi construída na orla marítima, entre os anos de 1960 e 1975, isto é, após pleno conhecimento sobre as inclinações que estavam ocorrendo nos prédios mais antigos. Segundo os projetistas e consultores, na época ficaria caro executar fundações profundas; enquanto o custo de uma fundação costumava variar entre 5 e 7% do valor total da obra, as fundações profundas que deveriam ter sido utilizadas em Santos custariam cerca de 14%. As estruturas dos edifícios assim construídos têm se comportado satisfatoriamente, sendo raras as trincas que surgem, devido à rigidez conferida pelas estruturas das fundações. Em alguns casos, quando os edifícios são muito compridos, as vigas de rigidez executadas com as dimensões citadas, não conferem à estrutura a rigidez suficiente e aparecem trincas inclinadas na alvenaria. Independentemente do surgi-



mento de trincas, as estruturas dos prédios inclinados correm risco de colapso, como foi demonstrado por estudos realizados por Maffei e Pimenta em 1985.

Teixeira (1959a, 1959b e 1959c) publicou três artigos, sobre os trabalhos executados pela Geotécnica S/A, na cidade de Santos. Os artigos apresentam os resultados de ensaios de laboratório, executados a partir de amostras “indeformadas”, as quais caracterizavam devidamente as propriedades geotécnicas da argila marinha, e dados de recalques obtidos em cinco edifícios construídos na orla.

Foi observado, tanto por Machado, como por Teixeira, que os recalques medidos encontravam-se “entre” os máximos e mínimos teóricos, ou seja, o recalque mínimo observado, era superior ao calculado; e, portanto subestimado; porém o recalque máximo medido era inferior ao teórico. Os recalques eram calculados admitindo-se a argila normalmente adensada.

Em 1965, após uma importante série de palestras, realizadas no Instituto de Engenharia de São Paulo, com o objetivo de discutir o problema das fundações na cidade de Santos, foi formulado um conjunto de recomendações à Prefeitura, na tentativa de evitar problemas com as futuras construções. Participaram do evento alguns dos engenheiros que mais haviam trabalhado na Baixada Santista (Vargas et al., 1965). As opiniões dos especialistas foram bastante divergentes, devido a interesses econômicos.

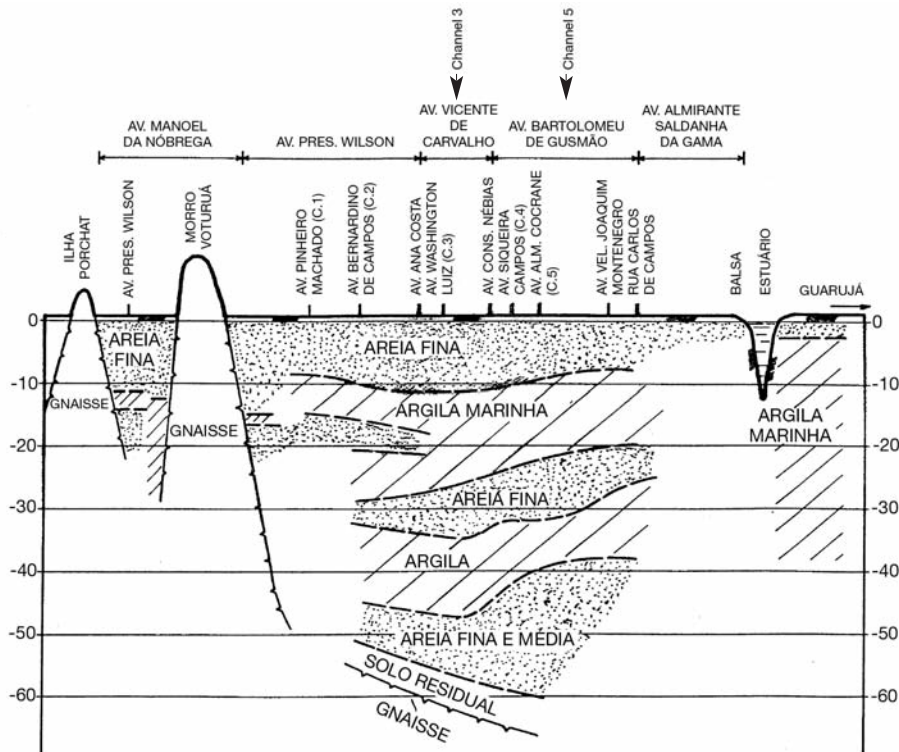
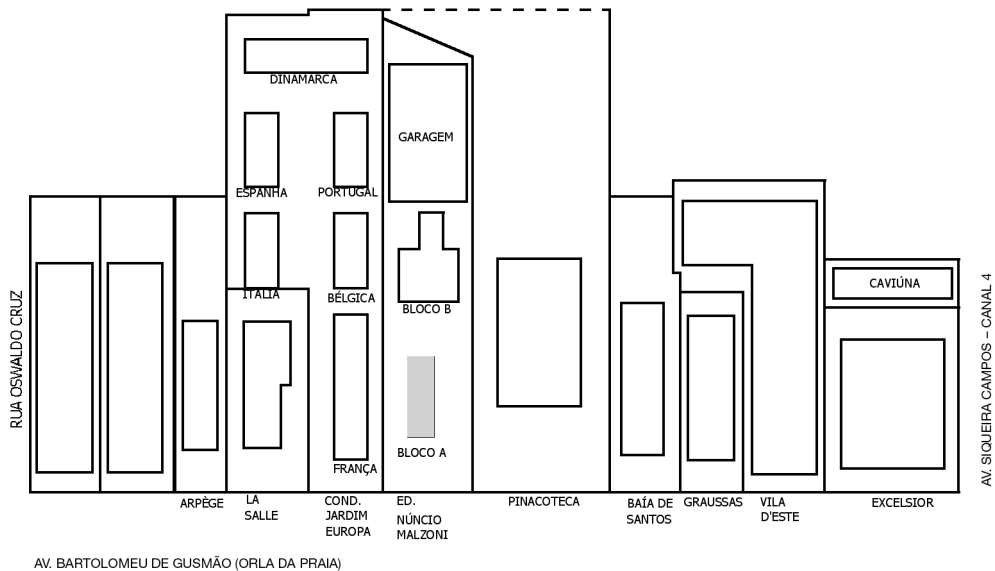


Fig. 2 – Perfil geotécnico simplificado da orla marítima (Teixeira, 1994).

Apesar das inúmeras reuniões, discussões e textos técnicos sobre o assunto, os prédios altos continuaram a ser construídos com fundações diretas rasas. Havia um consenso de que prédios com até nove andares poderiam ter fundações em sapatas, pois os recalques seriam pequenos. Esta hipótese, porém, só é verdadeira se nenhum edifício for construído nas proximidades.

Atualmente, o maior desafio para os geotécnicos é conseguir prever, com precisão razoável, os recalques que ainda podem ocorrer nos edifícios, que, infelizmente, continuam a inclinar. Outra dificuldade é conscientizar os profissionais de que há necessidade de considerar a interação solo-estrutura, para que seja possível avaliar a segurança das estruturas dos prédios inclinados. Pode ser que em alguns casos não compense financeiramente re-aprumar, ou mesmo somente executar novas fundações para impedir a continuação dos recalques dos prédios; em outros, apesar de compensar financeiramente, os proprietários poderão não possuir os recursos disponíveis para tomar qualquer providência.

A região mais crítica em relação ao número de prédios inclinados e ao grau de inclinação se encontra entre os canais 3 e 5 (figura 2). Na quadra, cujas plantas dos edifícios estão apresentadas na figura 3, estão localizados dois dos edifícios que foram interditados pela Prefeitura Municipal, e foram reforçados: o edifício Excelcior (1977), que após 12 anos de construção já havia sofrido um recalque diferencial de 1,60m, e, o Núncio Malzoni (1995), que após 28 anos de construção apresentava um recalque diferencial máximo de 70cm. A foto dos prédios desta quadra está apresentada na figura 4. O perfil geotécnico representativo da região (figura 5) foi determinado a partir de 7 sondagens realizadas no terreno do Condomínio Núncio Malzoni. Atualmente, todos os edifícios desta quadra, com fundação direta, continuam inclinando com velocidade de recalque absoluto entre 20µ /dia e 30µ /dia, devido ao processo de adensamento secundário, que está ocorrendo na camada superior de argila (Gonçalves et al., 2002).



**Fig. 3** – Esquema em planta da quadra onde está localizado o Núncio Malzoni.

O Condomínio Núncio Malzoni é constituído por dois blocos de 17 pavimentos e tem como vizinhos o Condomínio Jardim Europa do lado esquerdo e uma casa de dois pavimentos, onde funciona a Pinacoteca da Cidade, do lado direito. Na foto apresentada na Figura 4, o Bloco A do Núncio Malzoni (último edifício à direita) já está no prumo. O sobrado ao lado direito do edifício já existia quando os dois condomínios foram concluídos, o Núncio Malzoni em 1967 e o Jardim Europa em 1968. O Condomínio Jardim Europa é constituído por seis blocos com 15 andares, sendo que em 1964 somente dois deles, o França e o Bélgica, estavam concluídos. Os prédios do Núncio Malzoni e do Jardim Europa começaram a se inclinar uns em relação aos outros logo após a cons-

trução, mas os recalques do Núncio Malzoni começaram a ser acompanhados apenas em 1971. Tanto os edifícios do Condomínio Núncio Malzoni como os do Jardim Europa têm fundação em sapatas apoiadas entre 1,5m e 2m de profundidade, na camada de areia compacta que está sobreposta à espessa camada de argila marinha mole, o que provoca grandes recalques por adensamento. Como já foi mencionado, para evitar distorções nas estruturas dos edifícios de Santos, é hábito dos projetistas interligarem as sapatas por vigas de rigidez; no Edifício Núncio Malzoni estas vigas têm 0,50m de largura por 1,5m de altura.



**Fig. 4** – Foto mostrando o Bloco A do Condomínio Núncio Malzoni, após o reaprumo.

A Figura 6 apresenta uma planta do bloco A, com a locação dos pilares externos e a Figura 7 as curvas de evolução dos recalques destes pilares, no período compreendido entre 1971 e o final das obras de recuperação do edifício, em 2000. Segundo documentação, o projetista previa um recalque de 70cm para os edifícios do Condomínio Núncio Malzoni.

Em 1978, numa primeira tentativa para diminuir os recalques diferenciais, foram executadas estacas-raiz com 25cm de diâmetro e comprimento superior a 50m, em todas as sapatas do lado mais recalçado do Bloco A, lado esquerdo de quem olha para o edifício. Além disso foram aumentadas as tensões efetivas do lado direito, através de rebaixamento do lençol. Como não foi encontrada nenhuma cópia deste projeto de reforço, as informações disponíveis foram fornecidas verbalmente por alguns engenheiros e moradores do edifício que acompanharam as obras. Segundo os moradores, as sapatas do lado direito do edifício começaram a ficar descoladas do solo, fazendo com que o processo de rebaixamento do lençol fosse interrompido e realizado re-aterro sob as sapatas. Porém, não houve nenhuma inversão do movimento de inclinação do edifício. Pode-se observar através das curvas apresentadas na Figura 7 uma diminuição nas velocidades de recalque, logo após a execução do primeiro reforço; após alguns meses (no final de 1979) houve o retorno das velocidades de recalque aos valores anteriores, entre 8mm/ano e 13mm/ano.

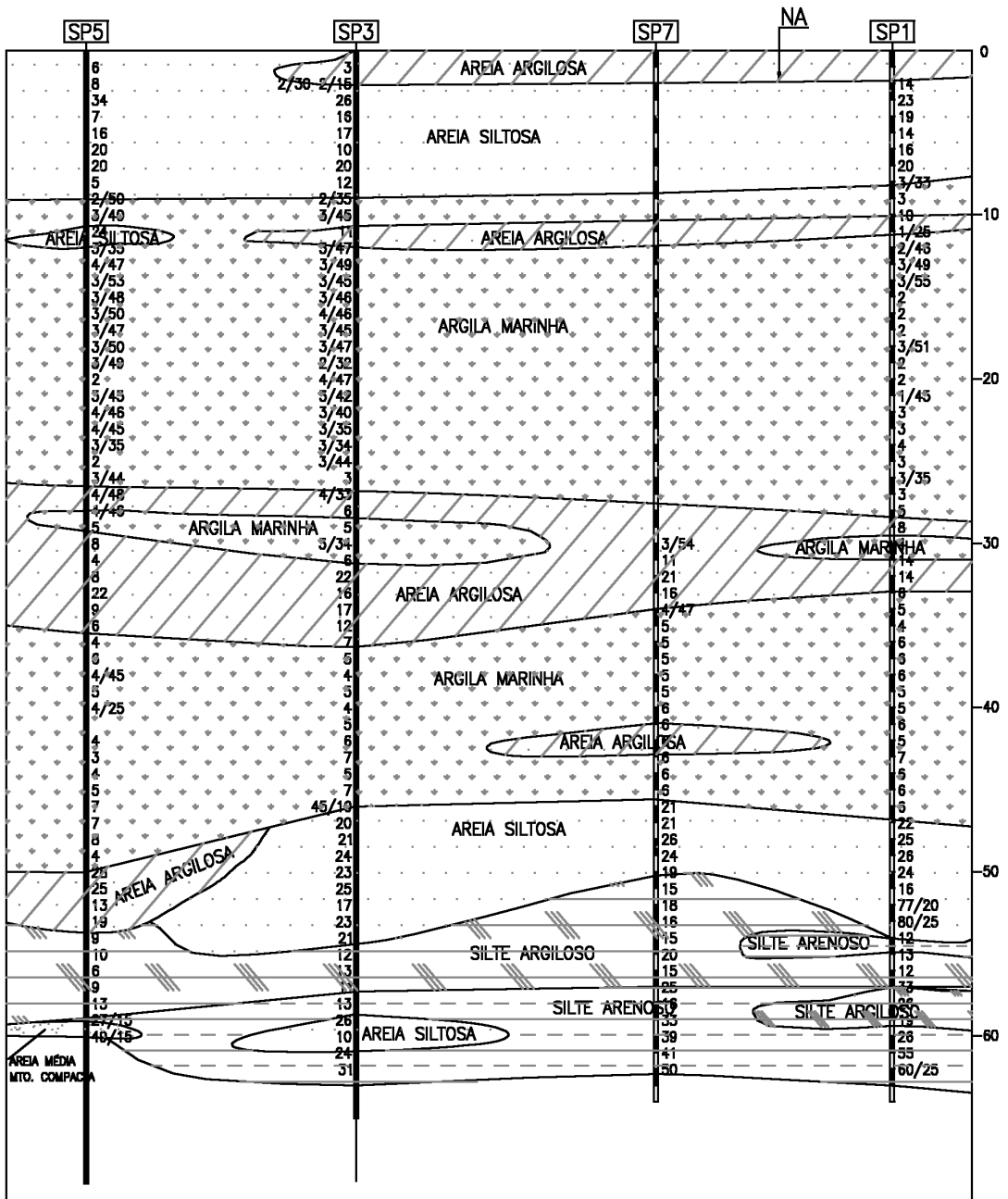
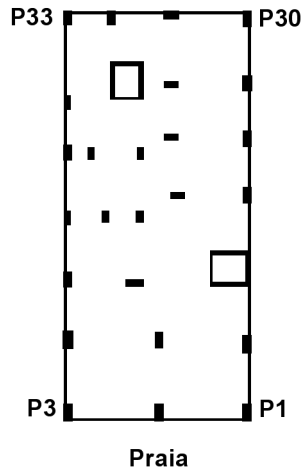


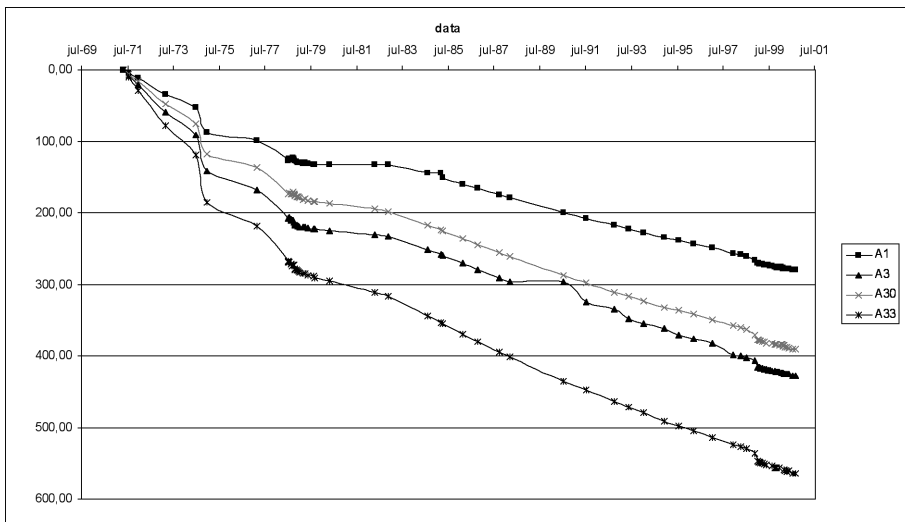
Fig. 5 – Perfil geotécnico.

Em 1995 um relatório do IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1995), responsável pelas leituras de recalques, alertou para o perigo resultante do elevado grau de desaprumo do Núncio Malzoni. O Bloco A apresentava inclinação de 2,2o em direção ao Condomínio Jardim Europa e 0,6o em direção ao bloco B (fundo do edifício). O Bloco A do Núncio Malzoni, com 55m de altura e 17 andares, mede 10,5m de frente por 24m de fundo. Os recalques diferenciais eram da ordem de 45cm na direção transversal e de 25cm na longitudinal, totalizando uma diferença de 70cm na



**Fig. 6** – Planta com a posição dos pilares do bloco A do Condomínio Núncio Malzoni.

diagonal do prédio. Através das leituras de recalque mostradas na Figura 7 obtém-se valores diferenciais muito menores que os reais, pois o monitoramento do edifício começou a ser realizado quatro anos após a conclusão da obra.



**Fig. 7** – Evolução dos recalques dos quatro pilares externos com o tempo, medidos a partir de 1971.

Para avaliar o grau de segurança do edifício, foi realizada uma análise estrutural antes da elaboração de qualquer projeto. Diante dos resultados encontrados, foram propostas as seguintes alternativas aos proprietários dos apartamentos:

- Reforçar os elementos estruturais, de tal modo a que a estrutura do prédio suportasse por mais alguns anos o aumento de inclinação.
- Reforçar os elementos estruturais já parcialmente comprometidos, pela inclinação do edifício, e executar uma sub-fundação para interromper a evolução dos recalques.
- Reaprumar o edifício.
- Demolir o edifício e construir um novo.

Após a análise custo-benefício, os proprietários optaram pela terceira alternativa, embora o custo das duas primeiras soluções correspondesse a cerca de 30% a 40% da solução adotada. A simples melhoria das condições de segurança estrutural do edifício, ou a interrupção do processo de inclinação deste, não ajudaria a valorizar os apartamentos, os quais já estavam avaliados em cerca de apenas 10% do valor de um apartamento similar, com 240 m<sup>2</sup> de área privativa, 30 anos de construção, em frente à praia, naquela região.

## **2 – CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA REGIÃO**

A região da Baixada Santista é constituída por rochas gnáissicas e graníticas, que afloram em alguns pontos formando colinas e ilhas. O subsolo de Santos, na região da orla marítima, é constituído por uma camada de areia com 7m a 12m de espessura, compacta a medianamente compacta (SPT entre 9 e 40), sobre uma camada de argila orgânica mole com espessura de 10m a 20m (SPT entre 0 e 2), uma camada de areia argilosa de pequena espessura (entre 3m e 5m), outra camada de argila marinha (SPT entre 3 e 5), e finalmente o solo residual a aproximadamente 50m de profundidade. A rocha está localizada a mais de 70m de profundidade.

Os valores de SPT, determinados para as camadas de areia e argila, estão de acordo com os que se encontram publicados na bibliografia, para a região. A primeira camada de argila é a camada SFL (sedimentos flúvio-lagunares) e a camada mais profunda é conhecida como AT (argilas transicionais). Estas classificações foram realizadas por Massad (1985) após analisar as características geotécnicas destas argilas, em conjunto com a formação geológica da Baixada Santista.

Até 1985, todos os recalques eram calculados admitindo-se as camadas de argila mole normalmente adensadas, mas somente a camada mais superficial de argila era considerada responsável pela ocorrência dos recalques. Segundo os artigos disponíveis, os técnicos concluíam que os valores de recalques assim calculados eram corretos e a velocidade de recalque no campo era muito maior que a prevista através de ensaios de laboratório. Estas conclusões são discutíveis; passados mais de 30 anos esses prédios continuam recalcando.

Em 1985, Massad verificou que a argila superficial, SFL, está levemente sobre-adensada e a AT, mais profunda, fortemente sobre-adensada. Se os recalques devidos ao adensamento primário dos edifícios construídos nas décadas de 60 e 70, forem calculados admitindo-se um valor de razão de sobre adensamento igual a 1,15 (argila SFL), obter-se-ão valores consideravelmente inferiores aos calculados considerando a argila normalmente adensada. Neste caso, os valores dos coeficientes de adensamento seriam ainda maiores dos que os que têm sido utilizados, e os recalques por adensamento primário corresponderiam a cerca de 50% dos recalques totais já ocorridos, medidos em campo.

Para comparar os recalques calculados com os observados deve-se considerar também o histórico da região, levando-se em consideração a época de cada construção e a interferência entre elas, o que dificulta ainda mais a análise.

## **3 – ANÁLISE DA SEGURANÇA**

### **3.1 – Interação solo-estrutura**

A segurança de uma estrutura somente pode ser avaliada a partir de modelos apropriados, cuja escolha depende da compreensão do seu comportamento. Assim, considera-se importante apresentar os aspectos de segurança estrutural relacionados com a interação solo-estrutura.

O comportamento das estruturas face a recalques é variável de edifício para edifício, porque depende da rigidez e resistência da estrutura e do maciço, e da origem dos recalques. Portanto, é preciso considerar o comportamento mais realístico possível da interação solo-estrutura, através da não-linearidade física da estrutura e da não-linearidade geométrica, quando necessário.

Na verificação da estrutura é importante atentar para o fato seguinte: a segurança estrutural somente estará garantida se forem atendidos os coeficientes de segurança estabelecidos na norma, os quais correspondem ao risco de ruína que a sociedade aceita como satisfatório.

Ao se considerar a interação solo-estrutura, o solo deve, sempre, ser representado como meio contínuo e não como barras ou molas, porque não se podem desprezar as tensões de cisalhamento que garantem a continuidade. O meio contínuo deve ser considerado da maneira menos restritiva possível, no que diz respeito à sua reologia e à sua geometria.

Os esforços nas estruturas, devidos a recalques, podem ser classificados de acordo com a origem destes: recalques causados pelo carregamento ou recalques induzidos pelo maciço.

No primeiro caso, supondo a estrutura infinitamente flexível, os recalques em cada pilar são, em geral, diferentes, porque, comumente, é adotada a mesma tensão nas sapatas, independentemente de suas dimensões e da proximidade das outras sapatas; de qualquer forma, seria muito difícil adotar as dimensões e a geometria das sapatas de forma a se obterem recalques iguais. Como a estrutura tem determinada rigidez, há uma redistribuição de esforços à custa de esforços solicitantes adicionais que carregam os pilares que recalcariam menos provocando maior uniformidade dos recalques.

Se a estrutura for infinitamente rígida, a redistribuição ocorre de tal maneira que os recalques ficam uniformes, à custa de esforços devidos à restrição às distorções, os quais já devem estar previstos no cálculo da estrutura. As estruturas, normalmente, são calculadas adotando-se apoios indeslocáveis nas fundações, o que implica em determinada distribuição de esforços solicitantes para a qual a estrutura é dimensionada, ou armada, no caso do concreto armado. A redistribuição, que provoca acréscimo de carga nos pilares da periferia, precisa ser levada em conta no cálculo dos elementos estruturais.

Entretanto, se a estrutura dispuser de vigas de rigidez, como boa parte das estruturas em Santos, as distorções são por elas “absorvidas”, de modo que a estrutura, calculada com apoios indeslocáveis nas fundações, não sofre solicitações adicionais, não havendo redistribuição de esforços; os pilares da periferia não ficam mais carregados do que o previsto. É interessante comentar que os reforços usualmente feitos nos pilares de extremidade nas estruturas nos prédios em Santos, em edifícios que apresentam vigas de rigidez, são eficientes, mas não por causa da redistribuição de esforços devida às distorções, mas para resistir aos esforços devidos à inclinação, como se verificará adiante.

Em resumo, não havendo vigas de rigidez a estrutura deve ser calculada para resistir à redistribuição de esforços; havendo vigas de rigidez não há solicitações adicionais na estrutura.

No segundo caso, os deslocamentos do solo, provocados por escavações ou outra ação qualquer, independente do carregamento, induzirão esforços na estrutura que dependerão da magnitude e distribuição desses deslocamentos. Se, por exemplo, os deslocamentos do solo corresponderem a uma translação, não há esforços na estrutura, seja ela flexível ou rígida. Se, ao contrário, os deslocamentos do solo não são uniformes, a estrutura infinitamente flexível acompanha os deslocamen-

tos, sem redistribuição de esforços, enquanto a estrutura infinitamente rígida apresenta movimento de corpo rígido, à custa de significativas solicitações adicionais devidas à redistribuição de esforços.

Deve ser mencionada uma característica muito importante das estruturas de concreto armado, sujeitas a distorções provocadas por recalques diferenciais. Como a seção de armadura varia ao longo das vigas, o momento resistente é variável, o que facilita a formação de rótulas plásticas com distorções muito pequenas, tornando-se a estrutura isostática como se fosse uma auto-defesa. Ao se tornar isostática deixam de ocorrer solicitações adicionais devidas aos deslocamentos impostos, atingindo-se o colapso apenas depois que se esgotarem as capacidades de rotação das rótulas plásticas, o que acontece apenas depois de distorções significativas. Portanto, as estruturas de concreto armado adaptam-se facilmente a recalques diferenciais, desde que devidamente armadas, de preferência sub-armadas, de modo a manter o equilíbrio entre esforços solicitantes e resistentes, como previsto no projeto.

Entretanto, no caso de prédios inclinados que apresentam vigas de rigidez, o colapso não se relaciona com distorções, porque as vigas impedem que elas ocorram na estrutura. Assim, o prédio apresenta movimento de corpo rígido de translação (afundamento) e de rotação (adernamento). Como o movimento é de corpo rígido, existe uma tendência de julgar que a estrutura do prédio irá entrar em colapso devido ao tombamento, quando a resultante das cargas encontrar-se fora do núcleo central.

Liminarmente, é preciso comentar que o núcleo central de uma figura discreta, como é aquela constituída por sapatas, não é o mesmo de uma figura contínua. Ademais, quando a resultante atingir a fronteira do núcleo central, a extremidade mais distante começará a levantar-se; ainda deve ser considerada a possibilidade de equilíbrio, adotando-se o contacto sapatas-solo como material não resistente à tração.

É fácil demonstrar que a estrutura do prédio entra em colapso por instabilidade antes de tombar. Como a direção da gravidade continua a mesma, independentemente da inclinação do prédio, aparecem esforços transversais que obrigam a estrutura a trabalhar de forma não prevista, como uma viga em balanço, sujeita aos esforços transversais mencionados. Assim, as vigas e os pilares ficam submetidos a solicitações adicionais significativas não previstas, formando-se rótulas plásticas até a ocorrência de um mecanismo. A estrutura somente tombaria se as solicitações da “estrutura em balanço”, engastada nas fundações, pudessem ser resistidas, o que deveria ter sido previsto em projeto. Deve ser mencionado, inclusive, que, dependendo do arranjo estrutural, das dimensões e armação das vigas e pilares, o colapso pode ser do tipo “brusco” ou do tipo “avisado”. Pelo fato do colapso se dar por instabilidade, e não por perda de resistência de determinada seção, ele se dará em tempo relativamente curto, depois que a estrutura apresentar quadro crítico de fissuramento e trincamento.

Do exposto, conclui-se, portanto, que o problema estrutural associado a um prédio inclinado é estrutural (mesmo porque não há ruptura do solo), em função dos esforços adicionais causados pelo fato da gravidade não se “inclinarem” com o prédio, e não em função de distorções, que não existem.

É importante distinguir inclinação (ou rotação) de distorção. Enquanto a primeira não solicita a estrutura, senão pelo fato de aparecerem carregamentos transversais, a segunda solicita a estrutura através de deslocamentos impostos. Para se perceber a diferença, toma-se um exemplo simples. Considere-se uma viga contínua com dois vãos de comprimentos iguais a “L” com três apoios simples, livres de rotação, nos quais se aplicam os seguintes recalques: zero no primeiro apoio; 0,05L no segundo; 0,10L no terceiro. Não há, evidentemente, esforços solicitantes na viga, embora, em



cada vão, os recalques diferenciais sejam iguais a 1:20. se os recalques aplicados forem: zero no primeiro apoio; 0,05L no segundo apoio e zero no terceiro, a viga estará sujeita a distorções de 1:20 que provocarão esforços elevadíssimos.

A distinção entre inclinação e distorção se faz necessária quando se pretende aplicar tabelas ou critérios que limitam os valores de distorção, como o critério de Bjerrum, muito utilizado na prática de engenharia. O conhecimento da distinção mencionada impede a aplicação indevida de valores-limite de distorções a estruturas que apresentam movimento de corpo rígido, nas quais não há distorções, e sim rotação.

É importante recomendar que se considere, na verificação estrutural dos prédios inclinados, a não-linearidade física do concreto armado e a não-linearidade geométrica da estrutura, em vista da flexibilidade da “estrutura em balanço”. Face ao comportamento não-linear da estrutura, a aplicação de reforços de fundação deve ser feita a partir da verificação estrutural tendo em vista o histórico de aplicação das cargas, para pré-tensionar o reforço ou para reverter o adernamento. Impedir a progressão dos recalques não é suficiente para garantir a segurança estrutural dos prédios, que já podem estar precisando de reforços.

Do exposto, conclui-se que o colapso dos prédios inclinados não tem relação com a velocidade de recalques e não depende apenas do valor da inclinação. O colapso ocorre pela formação de rótulas plásticas que levam a um mecanismo, dependendo, portanto, da relação entre os esforços solicitantes (que são função do valor da inclinação e do arranjo e dimensões da estrutura) e os esforços resistentes (que são função do dimensionamento). Assim, um prédio que se encontra estável e apresenta pequena inclinação pode apresentar coeficiente de segurança muito menor que outro, com maior inclinação.

### 3.2 – Avaliação do comprometimento da estrutura

De acordo com o exposto, para se avaliar o comprometimento da estrutura é suficiente verificar se a distribuição de esforços resistentes equilibra, com os coeficientes de segurança de norma, os esforços solicitantes devidos às ações usuais acrescidos dos esforços adicionais devidos ao carregamento transversal resultante da componente da gravidade, como se explicita na Figura 8.

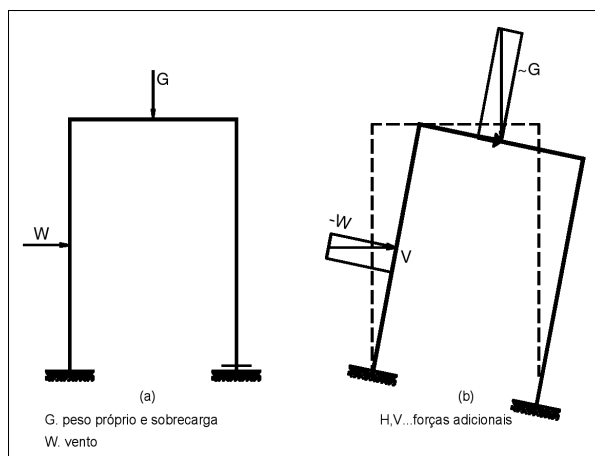
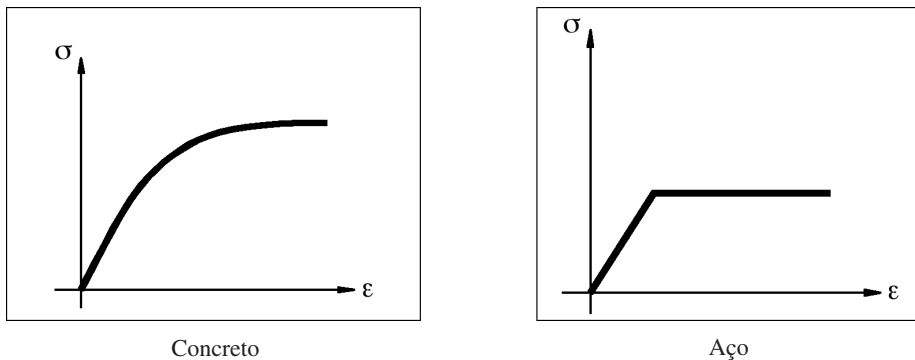


Fig. 8 – Esquemas estruturais – (a) Como calculado e (b) após inclinado.

Parece claro que, adotadas as mesmas premissas utilizadas para o dimensionamento, os coeficientes de segurança seriam menores do que os normatizados, partindo-se do pressuposto de que a estrutura tenha sido dimensionada rigorosamente de acordo com as normas. No entanto, é preciso diferenciar a metodologia da verificação da estrutura daquela utilizada na fase de dimensionamento, conforme se procura explicitar a seguir.

Na fase de dimensionamento ainda não são conhecidas as dimensões das peças estruturais e muito menos a armadura das mesmas, a qual é, praticamente, o objetivo do dimensionamento. Assim, adotam-se hipóteses simplificadoras, como a linearidade física do concreto armado. A partir da adoção de um sistema estrutural de transferência de esforços obtém-se uma distribuição de esforços solicitantes para a qual são determinadas as dimensões e armadura dos elementos estruturais. Ademais, na estruturas calculadas até alguns anos atrás, como as de interesse do presente artigo, ainda não se considerava de modo mais realístico o comportamento das lajes. Assim, mesmo considerando carregamentos iguais, dois engenheiros poderiam calcular a mesma estrutura adotando diferentes armações nas mesmas peças estruturais, de acordo com a maneira de cada um adotar o sistema estrutural. Decorre, portanto, que não se pode verificar uma estrutura redimensionado-a de acordo com o sistema estrutural que o verificador idealize.

Na fase de verificação, não somente as dimensões dos elementos da estrutura estão determinadas, como, principalmente, as suas armaduras. Cabe ao engenheiro então, verificar se a distribuição de esforços resistentes correspondente, é capaz de equilibrar, com os coeficientes de segurança de norma, os carregamentos e ações potenciais, também fixados em norma e, no caso, ainda, acrescidos do carregamento lateral causado pela inclinação da estrutura, fazendo-se uso, inclusive, de fatores atenuantes permitidos pelas normas. Naturalmente, no estado-limite último poderão ser consideradas acomodações plásticas desde que verificados o esgotamento da capacidade das rótulas e as limitações em serviço. A metodologia de verificação deve considerar a reologia do concreto e do aço com suas características não – lineares, conforme ilustra a Figura 9. Desnecessário dizer que na fase de dimensionamento não é possível considerar tal reologia porque não se conhecem de antemão as dimensões do concreto e da armação.



**Fig. 9** – Curvas não-lineares simplificadas dos materiais.

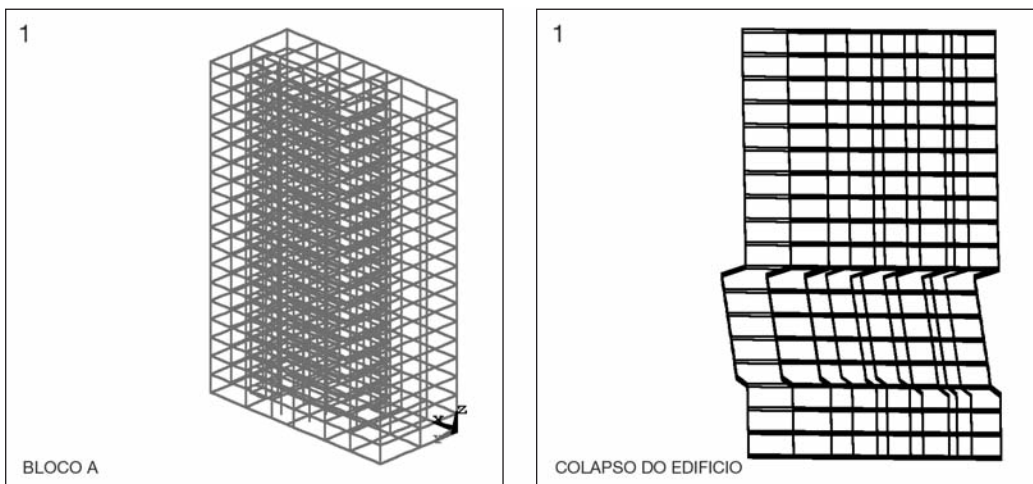
As estruturas dos blocos do Condomínio Núncio Malzoni foram verificadas considerando a metodologia acima descrita, através de um programa de computador intitulado PORCA (Pórticos de Concreto Armado) desenvolvido pelo Prof. Dr. Paulo de Mattos Pimenta, o qual considera, ainda, a não – linearidade geométrica (Pimenta et al., 1998). Todos os elementos estruturais (vigas e pilares) foram subdivididos em 5 regiões, a fim de introduzir as características geométricas da seção transversal – concreto e armadura -, considerando a colaboração das lajes e da sua armação.

Para considerar a rigidez do solo foram consideradas barras equivalentes sob as sapatas e vigas de rigidez. Introduzidos os dados no computador, o programa fornece os esforços solicitantes e as deformações extremas no concreto e no aço, destacando-as quando ultrapassam os limites prescritos pela norma. Assim, a estrutura foi sendo inclinada “no computador” até atingir um limite, definido pela formação de um mecanismo, o qual ocorreria em doze anos mantendo as velocidades de recalque que eram aproximadamente constantes há cerca de 20 anos. Na Figura 10 observa-se a representação dos pórticos espaciais considerados e o mecanismo de colapso. Embora não fosse possível afirmar com exatidão a vida útil da estrutura, porque as hipóteses de cálculo, ainda que menos restritivas, são idealizações do comportamento real, concluiu-se que este tempo era limitado, muito menor do que de outras estruturas sem os mesmos vícios. Como o programa permite “bloquear” as acomodações plásticas, imaginou-se que os bloqueios corresponderem a reforços que poderiam ser realizados; reprocessando com a imposição de bloqueios chegou-se a mais de 50 anos de vida útil, adotando-se reforços em determinadas regiões, os quais foram pré-dimensionados para efeito de orçamento. Com a finalidade de verificar os resultados dos processamentos foram realizadas leituras de deformações na armadura, pelo método do alívio de tensões, em vários pilares e vigas considerados representativos.

Durante a fase de verificação foram elaborados estudos e pré-dimensionadas as seguintes variantes:

- Reforço de fundações para estabilização dos recalques;
- Reaprumo do edifício;
- Demolição e reconstrução de outro edifício.

Deve-se ressaltar que no caso de estabilização dos recalques seriam necessários alguns reforços em regiões localizadas para garantir a segurança estrutural. Feita a análise, com os dados necessários, os proprietários decidiram pelo reaprumo. Esta decisão foi baseada em dois fatos principais: o primeiro era a certeza de que a solução seria definitiva, independentemente do comportamento da argila orgânica e de monitoramento futuro; o segundo foi a esperança de revalorização do patrimônio, o que de fato ocorreu. O último apartamento do Bloco A que havia sido vendido antes do reaprumo, alcançou R\$36.000,00 ou U\$ 12.000,00 e após o reaprumo os apartamentos estavam avaliados em, no mínimo R\$400.000,00 ou U\$ 133.333,00.



**Fig. 10** – Representação dos pórticos espaciais considerados e o mecanismo de colapso.

#### 4 – ESCOLHA DA SOLUÇÃO

Para resolver problemas de inclinação de edifícios, provocada por recalques diferenciais em camadas de argila mole, existem inúmeras soluções possíveis. Estas soluções convencionais foram analisadas, considerando os seguintes aspectos:

- Tempo limitado para intervenção;
- Histórico de soluções anteriores utilizadas em Santos sem sucesso;
- Desconhecimento da duração e intensidade do recalque que ainda estava por ocorrer.

Entre as soluções analisadas para re-aprumar o edifício, foram consideradas:

- Carregamento do lado menos recalçado;
- Sangria;
- Injeções para expandir o solo;
- “Subfundação”.

As três primeiras alternativas foram descartadas, em função dos aspectos acima mencionados, além de algumas considerações, descritas a seguir.

A implantação de um carregamento, além de complicada, mostrou-se pouco eficiente ao se analisarem os resultados de alguns processamentos nos quais tanto o edifício quanto o maciço foram representados, do ponto de vista da reologia, de maneira simplificada. Deve-se atentar para o fato de que do lado menos recalçado a razão de sobre-adensamento aumenta à medida que a argila sofre um alívio de tensões devido à inclinação do edifício. Além disso, o fato da argila recalcar e da camada de areia superior acompanhar este movimento não implica, necessariamente que o prédio também o fará.

A sangria pode ser bem sucedida se muito bem controlada, pois é necessário que a remoção de material em cada elemento de área seja proporcional ao recalque que se pretende impor a fim de se induzir um movimento de corpo rígido da estrutura, o que foi considerado como operação complexa e onerosa.

Além disso, fazendo-se uma retrospectiva dos reforços de fundação e tentativas de reaprumo que ocorreram em Santos nos últimos 30 anos, tem-se exemplos muito conhecidos (Edifício Morena, Edifício Excelcior, Edifício Núncio Malzoni) nos quais nenhuma das duas alternativas deu bons resultados

Foi estudada, em conjunto com o saudoso Eng. Carmo Yassuda, a aplicação de injeções no maciço a fim de provocar um levantamento controlado de forma a nivelar o prédio; a concepção havia sido referida em um artigo por ele pesquisado, mas os estudos mostraram a inviabilidade do procedimento.

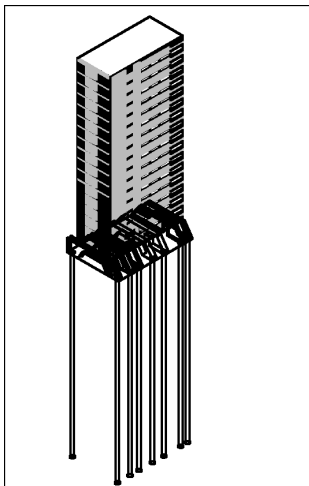
Estas soluções, assim como outras que possam interferir no comportamento dos prédios vizinhos, devem ser bem avaliadas pois, em Santos, o problema nunca se restringe a um edifício isolado, mas, a um conjunto de edifícios cujas cargas se sobrepõem, o que inviabiliza inúmeras soluções convencionais. Soluções que eliminem a interferência de um prédio sobre o outro também não resolvem o problema, pois a estrutura dos edifícios inclinados está acomodada e dificilmente retornará ao lugar apenas pela erradicação ou aceleração do movimento de recalque na camada de argila orgânica. Além disso, soluções que pressupõem um certo comportamento da argila orgânica com relação a recalques futuros é arriscada, principalmente quando se tem uma limitação de tempo, já que até os dias de hoje, não se tem um modelo que represente suficientemente bem o comporta-

mento da argila da região, o que torna insegura a previsão da evolução dos recalques e dos valores limites que podem ser atingidos. Sabe-se, porém, através de várias medidas de campo, que prédios construídos há quarenta anos continuam recalçando com velocidades aproximadamente constantes nos últimos trinta anos.

Feita a análise acima, foi resolvido conceber uma solução que fosse definitiva, segura e independente do comportamento da argila, como se expõe a seguir.

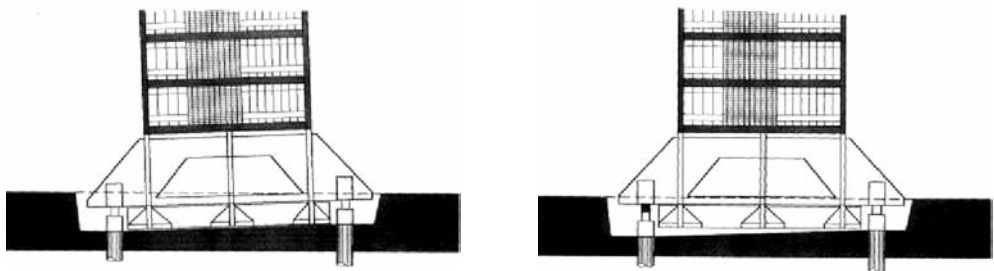
O projeto de reaprumo do bloco A do Condomínio Núncio Malzoni, desenvolvido na Maffei Engenharia (Maffei et al., 2001), tinha como premissa transferir as cargas do edifício para novas fundações e colocá-lo novamente no prumo. Foram executadas estacas escavadas com profundidade mínima de 55m e construídas vigas de transição tipo Vierendeel em concreto armado; o edifício foi colocado no prumo através da utilização de macacos hidráulicos. A perspectiva apresentada na Figura 11 é uma ilustração da solução executada.

## 5 – CARACTERÍSTICAS DO PROJETO



Os pilares do prédio foram incorporados a sete vigas de transição tipo Vierendeel que se apoiaram nas fundações profundas, executadas nos dois lados do prédio, conforme pode ser observado na própria Figura 11.

A Figura 12 apresenta através de uma seção transversal, de forma esquemática, a concepção do projeto de reaprumo, notando-se que entre as novas fundações e as vigas de transição foram instalados macacos hidráulicos para colocar o edifício no prumo.



**Fig. 12** – Esquema de colocação de macacos.

As sete vigas principais, tipo Vierendeel, foram concebidas de modo a manter a circulação no andar térreo, com um pé-direito de 2,50m; assim, o banzo superior, sujeito à flexo-compressão (ver Figura 13), foi dimensionado com 1,30m de altura e o banzo inferior (ver Figura 15), tracionado, foi dimensionado com 0,50m. Nas extremidades das vigas, na projeção dos blocos, foram projetadas abas formando um bloco transversal à viga para instalação dos macacos e dos calços.

Como os pilares do prédio não estavam alinhados em uma mesma seção transversal, alguns pilares foram incorporados nas vigas principais e outros foram incorporados em vigas secundárias longitudinais de 1,30m altura e que se apoiavam no banzo superior das vigas principais. A Figura 13 apresenta a planta das vigas de transição, notando-se que a incorporação dos pilares nos banzos superiores foi projetada e realizada através do envolvimento dos pilares pelas vigas.

Para a escolha das novas fundações foram considerados os seguintes condicionantes:

- As cargas elevadas transferidas pelas vigas de transição, alcançando 7000kN.
- O subsolo da região, formado por camadas alternadas de areia e argila mole até grandes profundidades (cerca de 55m), a partir de onde começa o solo de alteração.
- A falta de espaço para equipamento, principalmente do lado esquerdo do edifício, para o qual o mesmo estava inclinado. Deve-se lembrar que as hastes dos equipamentos atingem grandes alturas e a inclinação do prédio limitava a distância mínima entre o equipamento e a lateral esquerda do edifício.
- A impossibilidade de vibração durante a execução das fundações.
- A preocupação em minimizar o rebaixamento do lençol freático, para evitar aceleração dos recalques.

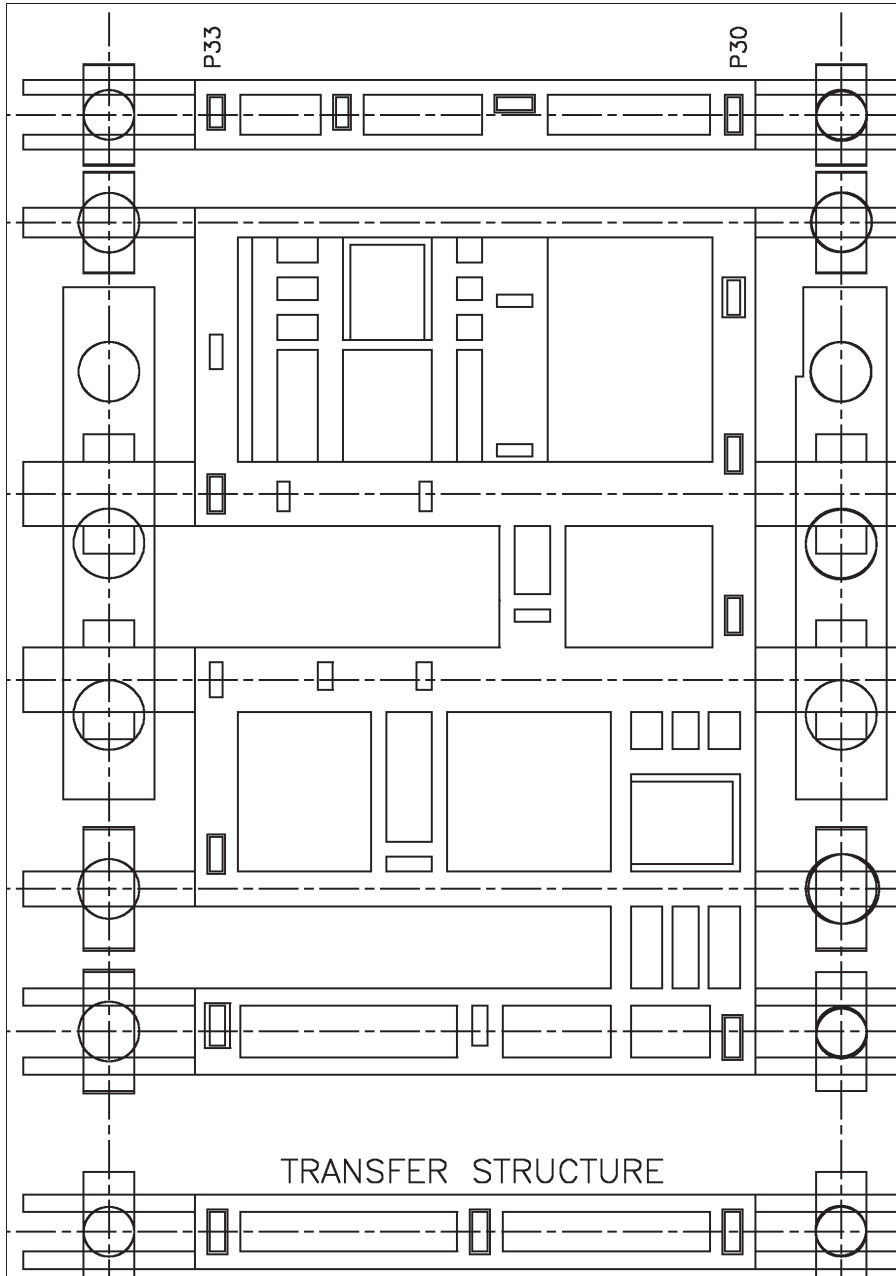
Foram escolhidas como novas fundações estacas escavadas com o uso de lama betonítica e diâmetro variável entre 1m e 1,8m. Seriam executadas 14 estacas, uma em cada extremidade das 7 vigas transversais de transição. Embora não seja usual a utilização de camisas metálicas para a execução deste tipo de estaca, neste caso foram utilizadas camisas metálicas com 6m de comprimento no lado direito do edifício, e, 12m no lado esquerdo, para garantir que durante a escavação não houvesse desmoronamento da camada de areia sob as sapatas existentes. As estacas ficariam muito próximas das antigas fundações e qualquer perda de material poderia provocar um desconfinamento das sapatas. Como a entubadeira que seria utilizada para cravar as camisas tinha 1,50m de diâmetro o projeto foi modificado e os estacões de 1,80m foram substituídos por estacões de menor diâmetro. Foram executados 16 estacões com diâmetro variável entre 1,00m e 1,40m, conforme se observa na Figura 14. O comprimento mínimo das estacas foi de 55m e verificou-se, através do controle durante a concretagem, que não houve grande perda de concreto na região da argila mole. Sobre as estacas foram construídos blocos que receberiam o apoio dos macacos e dos calços. Na Figura 15 está apresentada a planta com os blocos e as vigas de transição.

Tendo em vista que o problema de corrosão das armaduras é recorrente em Santos, antes do início dos trabalhos os pilares foram recuperados.

Merecem destaque as análises realizadas para o dimensionamento das vigas principais, para as ligações entre vigas e pilares e para a verificação do deslocamento admissível entre apoios consecutivos, uma vez que há necessidade de descarregar o macaco para a inserção de chapas metálicas, quando termina o seu curso; a carga é transferida para os calços, que permitem um pequeno deslocamento.

A análise convencional foi complementada com análise através de elementos finitos utilizando-se o programa ANSYS, que permitiu avaliar o comportamento das vigas, conforme mostra a Figura 16, na qual se pode verificar que o banzo superior trabalha predominantemente à compressão e o banzo inferior como um tirante, de modo que o comportamento do conjunto se aproxima ao de um arco atirantado. Como o concreto trabalha de modo muito eficiente à compressão, o elemento crítico é o tirante, razão pela qual a tensão de trabalho no aço foi reduzida e colocada toda a armação possível no espaço disponível, porque não se admitiu que pudesse haver fissuração na peça, que é enterrada.

A ligação entre os pilares e as vigas foi feita de maneira simples, apicoando o concreto dos pilares abraçados pelas vigas. A tensão de trabalho é da ordem de  $800\text{kN/m}^2$ , e foi suposto que a própria retração do concreto das vigas em torno do pilar garantiria a ligação; de fato, a retração foi tão importante que apareceram fissuras nas vigas, esquematizadas na Figura 17; as fissuras foram tratadas antes da aplicação dos macacos. O procedimento acima foi utilizado pelo receio de aplicação de produtos químicos, para garantia da aderência entre o concreto velho e o concreto novo, muito sensíveis a prazos de concretagem.



**Fig. 13** – Planta das vigas de transição. Banzos superiores.

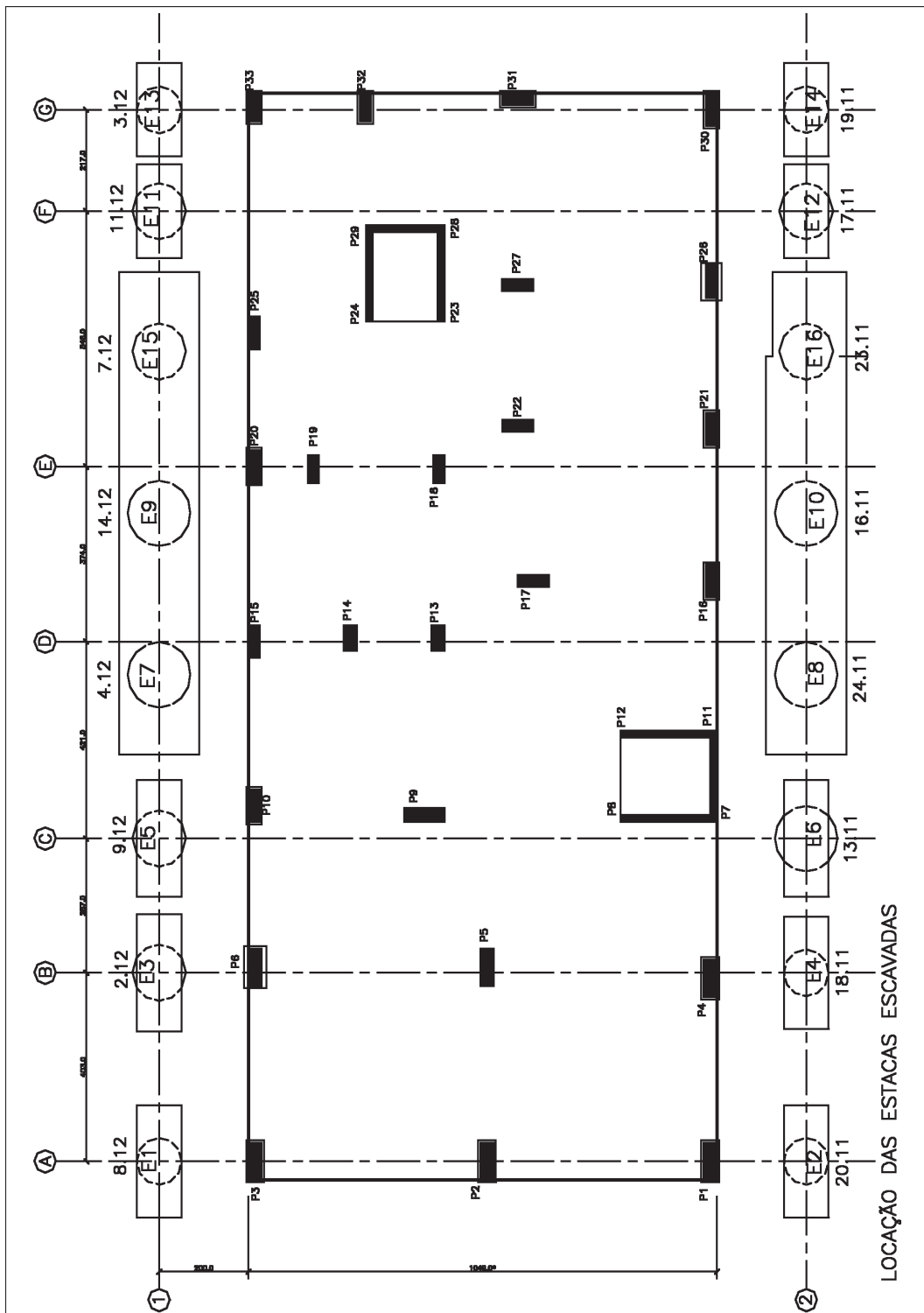


Fig. 14 – Planta com a localização das estacas, dia e mês de execução, 1998.



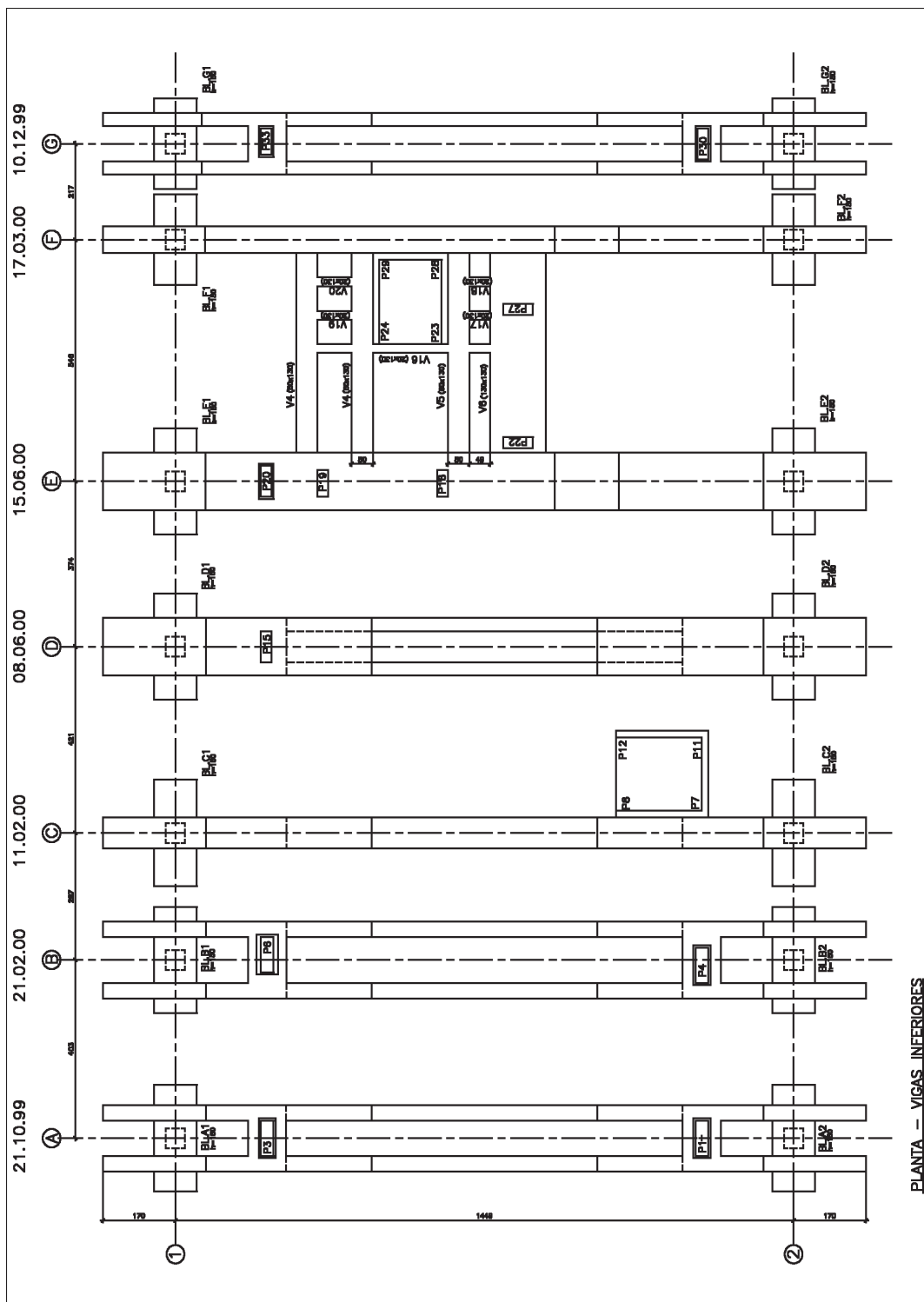


Fig. 15 – Planta com a localização e datas de concretagem das vigas principais. Banzos inferiores.

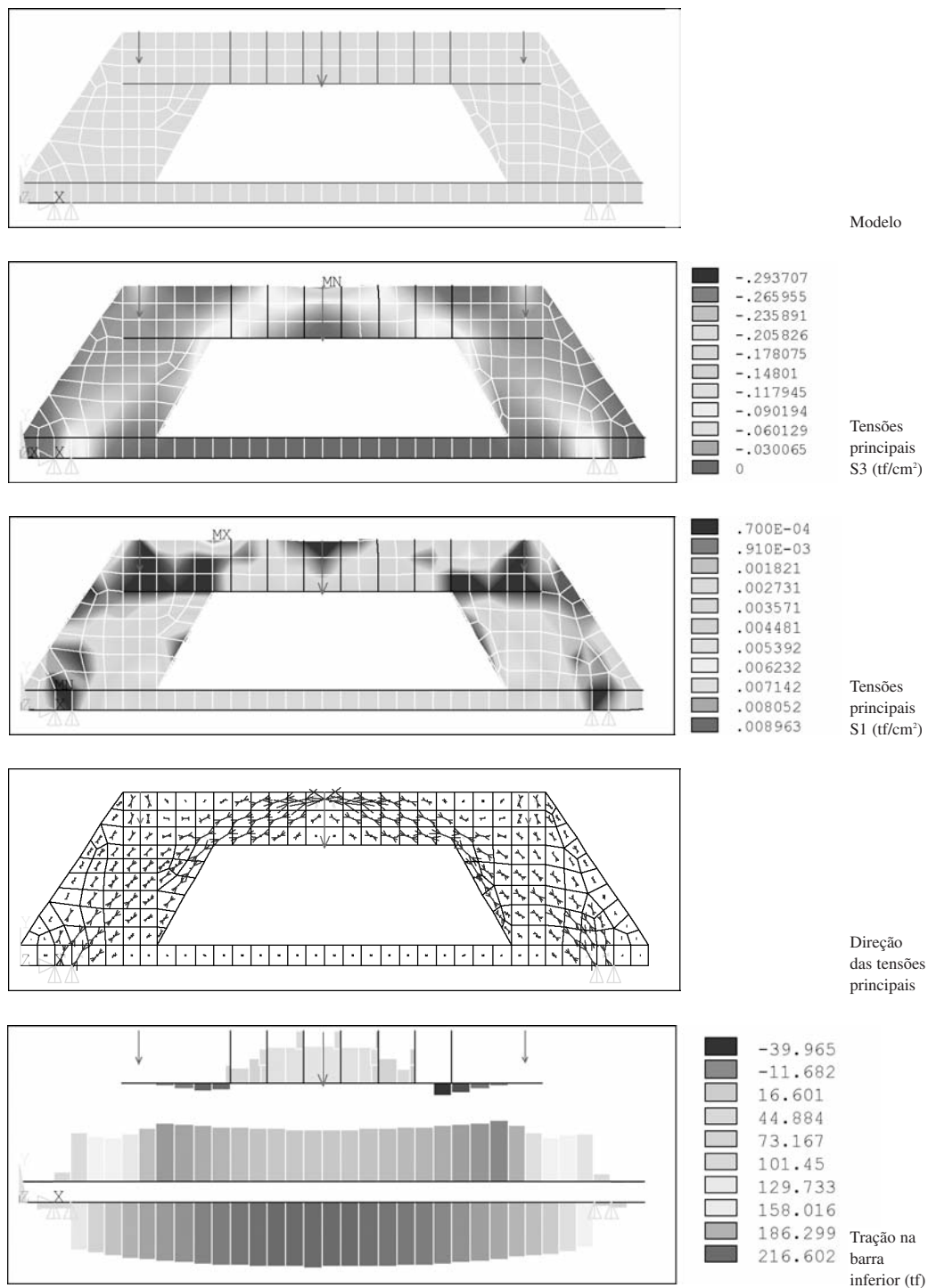
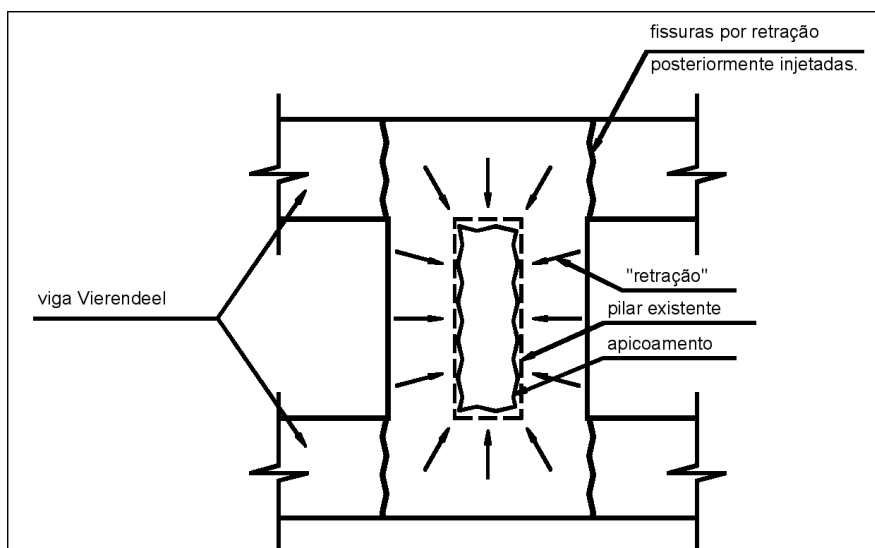


Fig. 16 – Visualização dos resultados do processamento de uma das vigas principais.



**Fig. 17** – Detalhe da incorporação dos pilares.

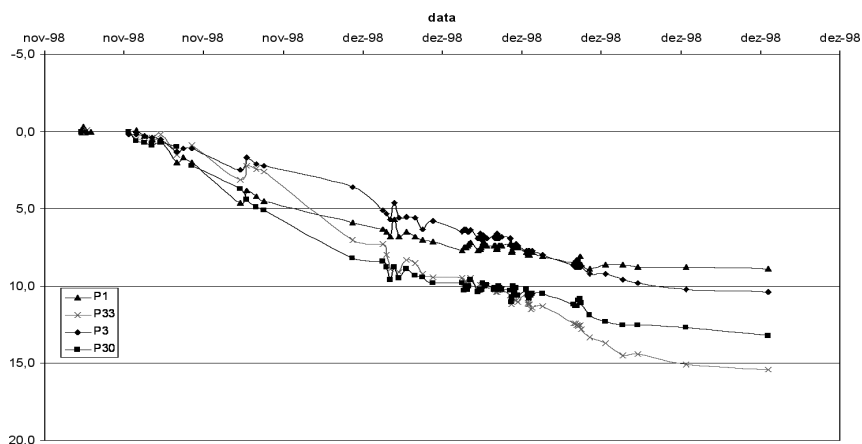
Os deslocamentos relativos admissíveis entre apoios consecutivos para não se formarem fissuras nas alvenarias foram estimados, através de análise da estrutura, em 2mm. Assim, a cada descarregamento de um macaco, impunha-se um deslocamento ascendente de 2mm, calçavam-se as abas das vigas e descarregava-se o macaco, não se observando deslocamento descendente maior do que 2mm em relação à posição anterior ao descarregamento.

## **6 – RECALQUES OCORRIDOS DURANTE A EXECUÇÃO DAS OBRAS DE REFORÇO**

### **6.1 – Recalques ocorridos durante a execução das fundações**

Para evitar ao máximo o aumento de recalque diferencial durante a execução das estacas, foi estudada uma seqüência de execução dos serviços que era aferida, monitorando os deslocamentos durante os trabalhos. Iniciaram-se as cravações pelas camisas do lado direito e a cada operação os recalques eram medidos. Os acréscimos de recalque nos pilares externos ocorridos durante a execução dos estacões estão apresentados em forma de gráfico na Figura 18.

Através da observação dos resultados de recalques e das datas de execução de cada estaca (Figura 14) pode-se concluir que foi importante iniciar a execução dos estacões pelo lado menos recalcado, pois, o lado direito apresentou um recalque inicial superior ao do lado esquerdo. As curvas mostram que inicialmente os recalques diferenciais diminuíram, e só voltaram a aumentar quando foram iniciadas as cravações das camisas do lado esquerdo. Quando foi executada a estaca junto ao pilar 33, que era o mais recalcado, houve uma aceleração da velocidade de recalques no fundo do prédio; chegou-se à conclusão de que os efeitos da execução da estaca acrescidos ao do peso das máquinas e dos silos que estavam localizados entre os dois blocos, nos fundos do bloco A, eram os causadores desta aceleração. No dia 3 de dezembro, os silos foram transferidos para a lateral direita do bloco A, próximos à frente do edifício. A aceleração dos recalques nos fundos do prédio diminuiu e os trabalhos puderam continuar. A colocação dos silos junto ao pilar 1 não provocou alteração da evolução dos recalques neste pilar.



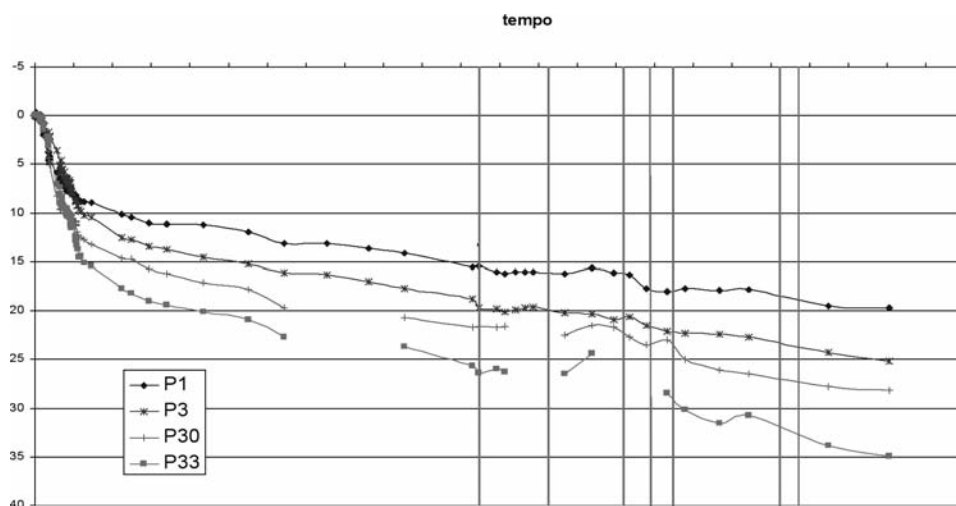
**Fig. 18** – Recalques dos quatro pilares externos durante a execução dos estacões.

## 6.2 – Recalques ocorridos durante a execução das estruturas de transição

Concluídos os estacões foram executados os blocos das estacas e para viabilizar a escavação foi realizado o rebaixamento do lençol freático da região. A escavação foi realizada rente às sapatas existentes e até pouco abaixo da cota de apoio das mesmas.

Em outubro de 1999 foi iniciada a construção das vigas principais, tipo Vierendeel, indicadas na Figura 15, seguindo uma seqüência pré-estabelecida, devido ao elevado peso de cada uma das sete vigas principais. A primeira viga a ser executada foi a da frente; as outras foram concretadas de maneira intercalada. As vigas secundárias, longitudinais, foram executadas após o término das principais.

Através da Figura 19, na qual está apresentada a evolução dos recalques nos pilares extremos, desde o início dos trabalhos de recuperação do edifício, observa-se a influência da construção de cada uma das vigas principais no desenvolvimento dos recalques nestes pilares.



**Fig. 19** – Recalques dos quatro pilares externos durante a execução das vigas.

### 6.3 – Análise dos recalques ocorridos durante a obra

Os acréscimos dos recalques devidos a cada uma das fases do reforço estão resumidos na tabela 1 e os acréscimos dos recalques diferenciais na tabela 2.

**Tabela 1** – Acréscimo dos recalques ocorridos nos pilares externos em cada uma das etapas de construção dos novos elementos estruturais.

Pilar	Estações (mm)	Blocos (mm)	Vigas (mm)	Total do reforço (mm)
1	4,2	3,98	5,4	13,58
3	8,9	5,2	6,6	20,7
30	6,4	6,1	7,1	19,6
33	10,7	6	10,1	26,8

**Tabela 2** – Acréscimo dos recalques diferenciais entre os pilares externos em cada uma das etapas de construção dos novos elementos estruturais.

Pilares	Estações (mm)	Blocos (mm)	Vigas (mm)	Total do reforço (mm)
1-3	4,7	1,22	1,2	7,12
1-30	2,2	2,12	1,7	6,02
1-33	6,5	2,02	4,7	13,22
3-30	1,8	0,9	0,5	3,2
30-33	4,3	0,1	3	7,4
3-33	1,8	0,8	3,5	6,1

Analisando os resultados obtidos, resumidos nas tabelas acima, pode-se concluir que:

- A fase da obra mais crítica em relação ao aumento dos recalques diferenciais, tanto entre os pilares 1 e 33, como entre o lado esquerdo e direito do edifício, foi a de execução dos estações.
- Os recalques ocorridos no fundo do edifício foram superiores aos da frente em todas as fases.
- As velocidades médias dos recalques dos pilares 1 e 33, durante todo o reforço foram de 7,1mm/ano e 14mm/ano, valores muito próximos aos que ocorriam anteriormente.
- Após a execução dos estações e construção das vigas, antes da colocação do prédio sobre os macacos, as velocidades de recalque já eram de 1,9mm/ano e 8,9mm/ano nos pilares 1 e 33, muito inferiores às que ocorriam anteriormente às obras de reforço, inferindo-se, portanto, que os estações foram solicitados mesmo antes de serem incorporados ao prédio.

## 7 – CORREÇÃO DO EDIFÍCIO

Toda a obra foi executada sem que os moradores precisassem desocupar o imóvel. Para que os serviços de luz, água e telefone dos apartamentos não fossem interrompidos durante o levantamento do prédio, as ligações elétricas, hidráulicas e de telefonia na parte inferior do edifício foram substituídas por tubos flexíveis.

Para corrigir a inclinação do edifício foram utilizados 14 macacos hidráulicos com capacidade entre 5000kN e 9000kN. Cada macaco foi colocado entre a viga e o bloco da fundação correspondente. Dos dois lados de cada macaco foram construídos pilaretes para a colocação dos calços. Além de garantir a segurança do prédio os calços tinham como objetivo servir de apoio para as vigas enquanto o curso de cada macaco era abaixado, para permitir a continuidade dos serviços. Isto se fez necessário porque o curso dos macacos variava entre 5cm e 15cm e o prédio foi levantado em até 80cm, junto ao pilar 33.

Após os macacos terem sido colocados em carga, foi realizada a escavação do terreno a fim de que as sapatas ficassem totalmente livres, sem contato com o terreno, evitando sucção da areia (Figura 20). As estacas-raiz ligadas às sapatas do lado esquerdo, que haviam sido executadas em 1978 estavam íntegras ao menos no trecho visível, junto às sapatas e foram cortadas logo abaixo das mesmas.

As sapatas não foram desligadas da estrutura do prédio após a liberação das mesmas, para que pudessem trabalhar em conjunto com as vigas de transição e com as vigas de rigidez, aumentando a rigidez da parte inferior do edifício. A rigidez do conjunto foi eficiente, porque o prédio não apresentou nenhuma trinca durante o reaprumo.

Durante a elevação do prédio, as operações foram acompanhadas por instrumentação adequada nas vigas e nos blocos das fundações.

Nas Figuras. 21 e 22 estão apresentadas algumas curvas representativas do desenvolvimento dos recalques das estacas em função da distância à frente do edifício, durante as operações de correção do prumo do edifício, até a finalização do reaprumo em 6 de fevereiro de 2001.

Embora alguns macacos tenham sido carregados com o dobro da carga de projeto, durante o macaqueamento, o recalque máximo das estacas foi inferior a 1cm. Não foi possível obter as curvas “carga-deslocamento” das estacas, porque houve uma variação muito grande das cargas medidas durante o macaqueamento. Além disso, as cargas e os deslocamentos não foram lidos concomitantemente.



**Fig. 20** – Sapatas escavadas.

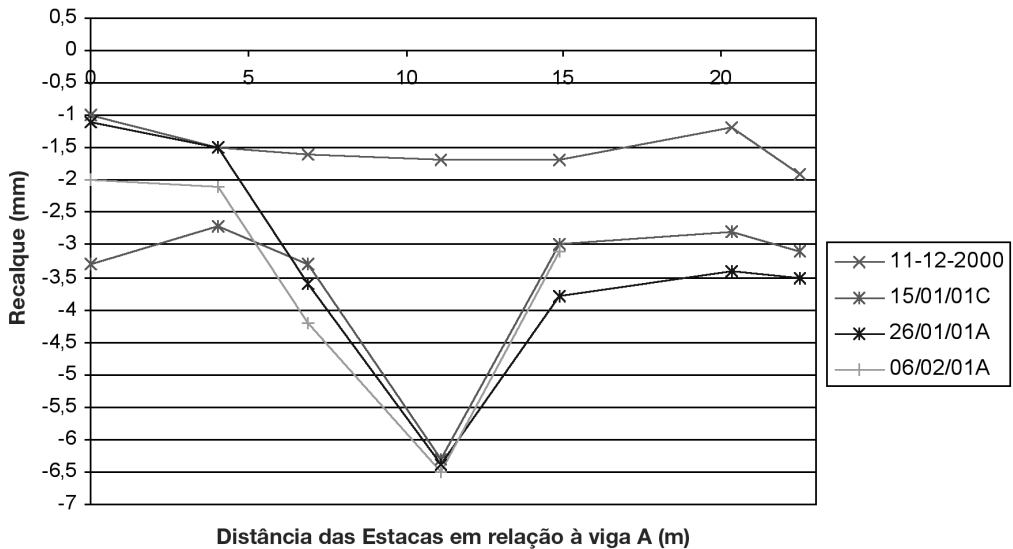
Na Figura 23 está apresentado o gráfico de levantamento do lado esquerdo do prédio, para cada uma das sete transversais, em função do tempo.

Entre os meses de outubro e dezembro de 2000 foram realizadas algumas operações preliminares com os macacos, a fim de se verificar a reação da estrutura, pois os macacos utilizados não podiam ser controlados através da fixação de curso, tendo sido necessário efetuar o controle através do tempo de aplicação da pressão em cada bomba do sistema. Observe-se que cada conjunto de 2 a 3 pilares era ligado em uma mesma bomba, tornando mais difícil de determinar o tempo mais eficiente de aplicação da pressão, que não provocasse distorção na estrutura. O prédio começou a ser erguido no dia 2 de janeiro de 2001 e no dia 26 de janeiro as laterais do edifício já estavam alinhadas, tendo sido feito então o restante do alinhamento entre o fundo e a frente. Observe-se através do gráfico que houve dias em que o prédio foi erguido 15cm; estes valores estavam vinculados ao curso do macaco. Quando era atingido o valor máximo do curso, eram colocados os calços, abaixado o curso e, o processo prosseguia.

A Figura 24 apresenta a elevação do lado esquerdo do prédio, em função da distância à frente do mesmo, durante o reaprumo. Pode ser observado nesta figura, que o edifício foi erguido com movimento de corpo rígido, motivo pelo qual não surgiram trincas na estrutura durante todo o processo. As leituras de 11 e 30 de maio de 2001, realizadas após a retirada dos macacos hidráulicos, coincide com a leitura de 06 de fevereiro de 2001, realizada após a última operação com os macacos hidráulicos, não tendo ocorrido recalque posterior à obra de reaprumo.

Na Figura 25 podem ser observados os macacos instalados entre a estrutura de transição e os blocos de fundação, antes e durante o processo de macaqueamento. A fotografia do lado direito da figura mostra alguns calços já instalados. Na Figura 26 estão as fotos do edifício, antes e após os trabalhos de reaprumo.

Finalmente, após o reaprumo do edifício alguns pilares foram removidos entre os banzos superiores e inferiores para permitir uma mudança na arquitetura do prédio, sem que tivessem ocorrido recalques ou fissuras.



**Fig. 21** – Recalques das estacas do lado esquerdo durante e após o reaprumo do prédio em função da distância à viga A

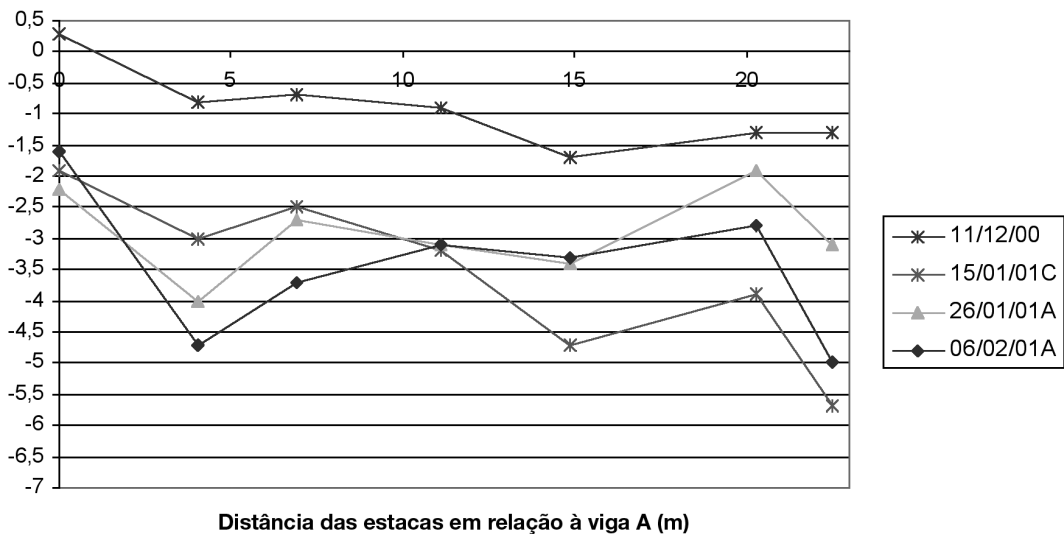


Fig. 22 – Recalques das estacas do lado direito em função da distância à viga A.

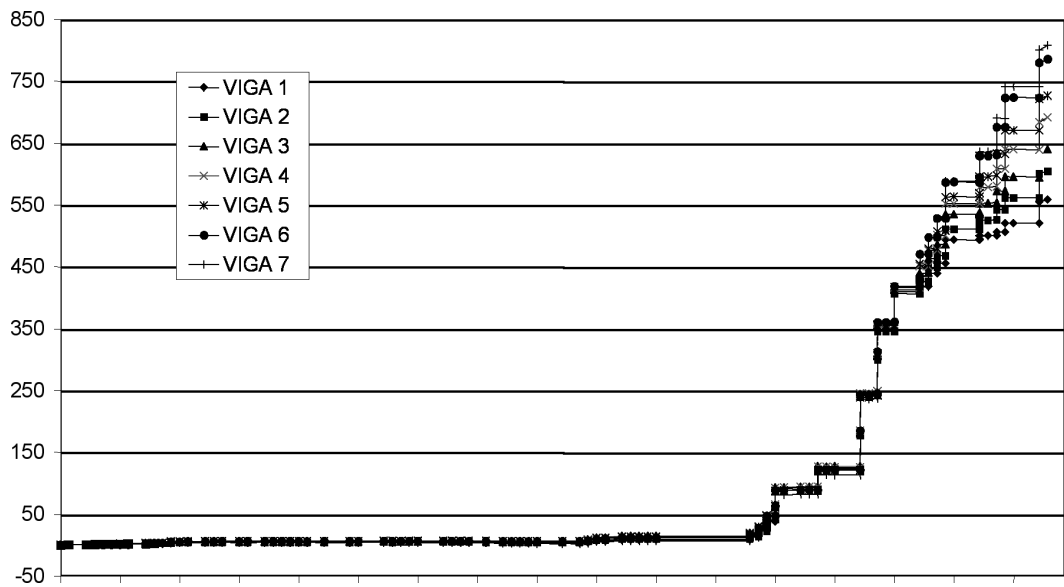


Fig. 23 – Levantamento do lado esquerdo do prédio em função do tempo.



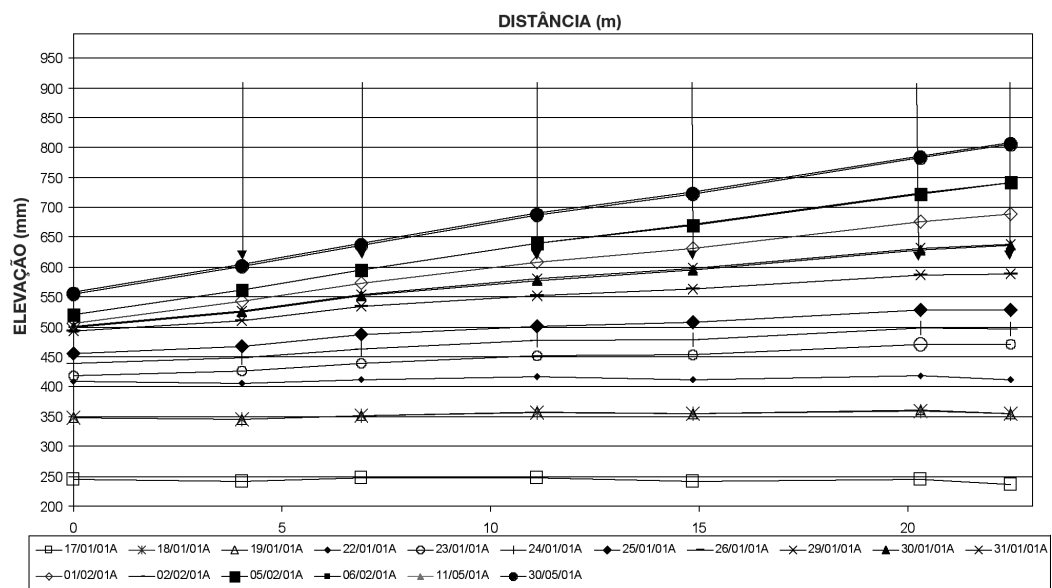


Fig. 24 – Elevação do apoio esquerdo das vigas de transição.



Fig. 25 – Macacos antes e durante o macaqueamento.



**Fig. 26** – Edifício Núncio Malzoni antes e após o reaprumo.

## **8 – AGRADECIMENTOS**

Agradecemos aos proprietários e moradores do Condomínio Núncio Malzoni pela confiança e apoio demonstrados durante todo o período de projeto e obra.

Agradecemos também às firmas:

- Construtora Carvalho Pinto – responsável pelas obras.
- FB Locações – responsável pela operação de macaqueamento.
- Brasfond Fundações Especiais – responsável pela execução das fundações.
- Carlos E. M. Maffei Engenharia – responsável pelo projeto e gerenciamento das obras.

Finalmente, queremos citar o Dr. Ari José Ribeiro Gomes, síndico do prédio, que levou a cabo sua idéia de reaprumar o edifício. Incansável, participou de todas as reuniões durante anos, a ponto de ser considerado por todos nós como o médico que mais entende de Engenharia.

## **9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

GONÇALVES, H. H. S., CARDOSO, D. L. (2002). Evolução dos recalques por adensamento secundário em alguns edifícios da cidade de Santos. 8o Congresso Nacional de Geotecnia, Portugal, Lisboa, v.2, p.853-862.

- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS, IPT (1995). Relatório No 33069, “Observações de recalques no Condomínio Núncio Malzoni, ” em Santos, SP.
- MACHADO, J. (1954). Estudos de recalques de fundações diretas em Santos. In: 1. COBRAMSEF, Porto Alegre. Anais, v. 2, p. 166-174
- MACHADO, J. (1958). Estudo comparativo de recalques calculados e observados em fundações diretas em Santos. In: 2. COBRAMSEF, Recife. Anais, v. 1, p. 21-36
- MACHADO, J. (1961). Settlement of structures in the city of Santos, Brazil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., Paris. **Proceedings**. Paris: s.e., v. 1, p.719-725.
- MAFFEI, C. E. M.; GONÇALVES, H. H. S; PIMENTA, P. M.; MURAKAMI, C. A. (2001). The plumbing of 2.2° inclined tall building. In: Proceedings of the Fifteenth International Conference On Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istambul. V3, p.1799-1802.
- MASSAD, F. (1985). As Argilas Quaternárias da Baixada Santista: Características e Propriedades Geotécnicas. Tese de Livre-Docência – Escola Politécnica da USP, São Paulo, Brasil.
- PIMENTA, P. M., GONÇALVES, H. H. S., MAFFEI, C. E. M., PAULETTI, R. M. (1998). A Programming System Non – linear Dynamic and Static Analysis of tall Buidings In: Computation Mechanics. New trends and Applications, Barcelona.
- TEIXEIRA, A. H. (1959a). Caso de un edificio en que la camada de arcilla (Santos) se encontraba inusitadamente preconsolidad. In: INTERNATIONAL PAN AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, México, 1959. **Proceedings**. s.n.t. p.201-215.
- TEIXEIRA, A. H. (1959b). Condiciones típicas del subsuelo y problemas de asiento en Santos, Brasil. In: In: INTERNATIONAL PAN AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, México. **Proceedings**. s.n.t. p.149-177.
- TEIXEIRA, A. H. (1959c). Contribución para el estudio de la relación tiempo-asiento de estructuras existentes. In: INTERNATIONAL PAN AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, México, 1959. **Proceedings**. s.n.t. p.179-199.
- TEIXEIRA, A. H. (1994). Fundações Rasas na Baixada Santista. In: Mesa Redonda – Solos do Litoral de São Paulo, cap. 6, p. 137-154
- VARGAS, M. (1994). Baixada Litorânea. In: Mesa Redonda – Solos do Litoral de São Paulo, cap. 1, p. 17-40.
- VARGAS, M., TEIXEIRA, A. H., RIOS, L., MACHADO, J., GOLOMBEK, S. & LORENA, P. (1965). Para uma orientação ao projeto da Estrutura de fundação de obras na Baixada Santista. In: Ciclo de Palestras realizadas no Instituto de Engenharia, Divisão Técnica de Estruturas, São Paulo.





SOCIEDADE  
PORTUGUESA  
DE GEOTECNIA

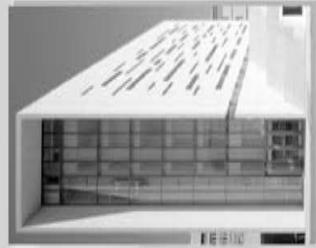


18.º CNG  
UNL, 2006

UNIVERSIDADE  
NOVA

## GEOTECNIA MULTIDISCIPLINAR

# 10.º CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA



Boletim N.º 1

Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Patrocínios

Universidade Nova de Lisboa

22 a 25 de Maio de 2006

### CONVITE

A SPG - Sociedade Portuguesa de Geotecnia e a UNL - Universidade Nova de Lisboa têm o prazer e a honra de convidar os interessados a participar no 10.º Congresso Nacional de Geotecnia, a realizar em Lisboa, no Campus de Campolide em Lisboa, de 22 a 25 de Maio de 2006.

Este acontecimento pretende fortalecer a multi e a inter-disciplinaridade da Geotecnia, designadamente reunindo temas e preocupações com que a maioria dos geotécnicos se vê confrontada nas suas actividades profissionais.

Assim, para além da interacção tradicional da Geologia com a Geotecnia vai dar-se ênfase especial aos aspectos ambientais e sísmicos que condicionam a concepção, projecto e realização de obras geotécnicas.

### ORGANIZAÇÃO

Foi acordado com a Comissão Científica do Congresso distribuir os trabalhos da seguinte forma:

- 1.º dia  
Tema 1 (Geologia e Geotecnia) + Tema 3 (Ambiente)
- 2.º dia  
Tema 2 (Sísmica) + Tema 4 (Prática profissional e formação)
- 3.º dia  
Conferências temáticas proferidas por personalidades de reconhecido mérito
- 4.º dia  
Visitas técnicas a obras em curso na Região de Lisboa e Vale do Tejo (Metro, REFER, Autoestradas)

Serão seleccionadas comunicações quer para constarem nas actas do Congresso e no CD-ROM, quer para apresentação oral, ou ainda em "posters".

Durante as sessões do Congresso, decorrerá uma exposição técnica, dedicada a actividades no âmbito da Geotecnia.

Como eventos sociais está previsto um concerto de piano no 3.º dia, antes da sessão de encerramento, a que se seguirá um banquete na Estufa Fria no Parque Eduardo VII.

Os almoços decorrerão na Cantina do edifício da Residência de estudantes no Campus de Campolide.

### TEMAS GERAIS

O Congresso terá como temas gerais:

- Geologia e Geotecnia, nos seus temas clássicos e em recentes desenvolvimentos,
- Sísmica, na caracterização das acções dinâmicas e no comportamento sísmico de obras geotécnicas,
- Ambiente, na poluição dos terrenos e nas técnicas de remediação,
- Prática profissional e formação, em engenharia geotécnica.

### CONFERÊNCIAS GERAIS

Estão previstas nos seguintes temas:

- A Geotecnia na formação dos Engenheiros Cívicos.
- Fiabilidade e Reabilitação de Fundações.
- Casos de Obra e Patologias Complexas.

### CONFERÊNCIAS TEMÁTICAS

Estão previstas nos seguintes temas:

- Geosintéticos. Dimensionamento.
- Barreiras de estanqueidade.
- Aplicação a Portugal do Eurocódigo 7.
- Engenharia Sísmica Geotécnica. Eurocódigo 8.
- Geotecnia em Obras do Metropolitano de Lisboa.

### COMUNICAÇÕES

São especialmente desejadas comunicações nos seguintes sub-temas:

- Novas Técnicas de Prospeção e de Instrumentação Geotécnica. Geotecnia em Obras Lineares.
- Cartografia de Riscos Naturais. Zonagem e Microzonagem Sísmica. Dinâmica dos Solos. Resposta Sísmica de Terrenos. Liquefação Sísmica.
- Melhoramento em Terrenos de Fundação e de Obras Subterrâneas. Casos de Obra e Patologias. Geosintéticos. Caracterização da Fiabilidade em Obra. Durabilidade. Casos de Obra e Patologias.
- Comportamento Sísmico de Aterros Sanitários, Taludes, Túneis, Cortinas Ancoradas, Escoradas e Pregadas.
- Contaminação de Terrenos e de Águas Subterrâneas. Recuperação de Áreas Degradadas. Técnicas de Remediação.
- Aterros Sanitários. Barreiras e Confinamentos Activos. Patologias. Modelação do Transporte de Poluentes em Solos.
- Responsabilidades na Segurança na Abertura de Escavações.
- Medidas para Implementação da Qualidade dos Projectos e das Obras Geotécnicas.

## APRECIÇÃO DAS COMUNICAÇÕES

Os interessados terão de enviar os resumos das comunicações em formato livre e de modo a não exceder 500 palavras.

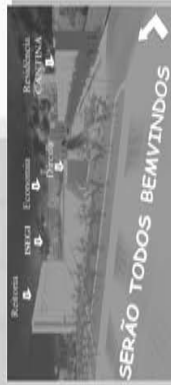
Os autores dos resumos aceites deverão enviar as comunicações dentro do prazo previsto no calendário.

A Comissão Científica apreciará os trabalhos e decidirá sobre a sua aceitação ou sobre a necessidade de alteração ao trabalho.

As fases subsequentes de elaboração e apreciação final das comunicações são as indicadas no calendário do Congresso.

## CALENDÁRIO E DATAS LIMITE

- Envio dos resumos ..... até 30 Maio 2005
- Aceitação dos resumos e envio de instruções para apresentação das comunicações ..... até 15 Julho 2005
- Boletim N.º 2 com a ficha de inscrição definitiva ..... até 30 Out 2005
- Envio de comunicações ..... até 16 Dez 2005
- Aceitação das comunicações e informação sobre eventuais alterações ..... até 31 Jan 2006
- Envio da versão definitiva das comunicações após revisão ..... até 29 Fev 2006
- Boletim N.º 3 ..... até 31 Março 2006
- 10.º Congresso Nacional de Geotecnia ..... 22 a 25 Maio 2006



## CORRESPONDÊNCIA E INFORMAÇÕES

A correspondência deverá ser dirigida para:  
Comissão Organizadora do 10.º Congresso Nacional de Geotecnia / C/ Prof. António Mineiro  
Edifício da Reitoria, Universidade Nova de Lisboa, Campus de Campolide, 1099-085 LISBOA.  
Tels.: +351 21 371 56 26 • Móvel: +351 91 834 08 44  
Fax (particular): +351 21 797 79 13

## CONTACTOS

### Secretariado

Anabela Dominguez • E-mail: [10cng@unl.pt](mailto:10cng@unl.pt)  
Tels.: +351 21 371 56 07 • Móvel: +351 96 408 71 73  
(Geral Reitoria: +351 21 371 56 00)  
Fax: +351 21 371 56 30  
(Geral Reitoria: +351 21 371 56 14)

### Sítios

Congresso: <http://www.unl.pt/10cng>  
SPG: <http://www.lneec.pt/spg>

### Inscrições

Podem proceder à sua inscrição on-line no sítio do 10.º Congresso Nacional de Geotecnia:  
<http://www.unl.pt/10cng>

Preços	Até 03/02/2006	Após 03/02/2006
Sócios da SPG	300 €	360 €
Não Sócios	360 €	420 €
Estudantes	100 €	120 €

### A inscrição inclui:

- Participação nas sessões técnicas
  - Participação numa visita técnica
  - Almoços nos três dias (22 a 24 de Maio)
  - Participação nos eventos sociais e culturais
  - Actas impressas dos Congressos e em CD-ROM
  - Cafés nos intervalos das sessões técnicas
- Os estudantes têm direito a participar nas sessões técnicas, ao CD-ROM com as comunicações e, caso haja lugares disponíveis, a uma visita técnica.

### Exposição Técnica

22 a 24 de Maio de 2006  
Edifício da Reitoria e Parque de Estacionamento.

## COMISSÃO DE ACOMPANHAMENTO

Presidente da Assembleia Geral e Direcção da SPG  
Presidente do Congresso  
Luis Ribeiro e Sousa (Geotécnica)  
Fernando Santana (Ambiente)  
Pedro Sêco e Pinto (Sismica)

## COMISSÃO CIENTÍFICA

**Presidente: António Correia Mineiro (UNL)**  
António Gomes Coelho (LNEC)  
António Gomes Correia (UM, SPG)  
António Pinto da Cunha (LNEC)  
António Pires Carreto  
António Silva Cardoso (FEUP)  
Carlos Dinis da Gama (IST)  
Carlos Sousa Oliveira (IST)  
Emanuel Maranhã das Neves (IST)  
José Alves Paula (OE)  
João Monteiro (Normetro)  
Joaquim Barreto (Metropolitano de Lisboa)  
José Delgado Rodrigues (LNEC)  
José Luis Machado do Vale (Tecnasol FGE, SPG)  
José Mateus de Brito (Cenorgeo, SPG)  
Luis Leal Lemos (FCTUC)  
Luis Ribeiro e Sousa (LNEC, FEUP)  
Manuel Matos Fernandes (FEUP)  
Pedro Sêco e Pinto (LNEC, FCTUC)  
Ricardo Oliveira (COBA, UNL)  
Rui M. Correia (LNEC)

## COMISSÃO ORGANIZADORA

**Presidente: António Correia Mineiro (UNL)**  
Ana Quintela (FCTUNL)  
António Antão (FCTUNL)  
Carlos Manuel Nunes da Costa (FCTUNL)  
Claudio Cardoso (UA)  
Jorge Almeida e Sousa (FCTUC)  
José Alcino Rodrigues Carvalho (FCTUNL)  
Laura Caldeira (LNEC, FCTUNL)  
Paula Varatojo (FCTUNL)  
Teresa Santana (FCTUNL)

## LOCAL E DATA

O 10.º Congresso Nacional de Geotecnia irá decorrer em Lisboa, no Campus de Campolide da Universidade Nova de Lisboa, nos dias 22 a 25 de Maio de 2006.

## COMISSÃO ORGANIZADORA

### Direcção da CPT, constituída pelos associados:

António Pinto da Cunha (Presidente)  
José Luis Machado do Vale (Vice-Presidente)  
Raul Pistone (Vice-Presidente)  
João Paulo Billé Serra (Tesoureiro)  
Ricardo Resende (Secretário)

### Direcção da SPG representada pelos associados:

Luis Nolasco Lamas (Vice-Presidente)  
António José Roque (Secretário Geral)

## ORGANIZAÇÃO E INSCRIÇÃO

### Local

Grande Auditório  
Centro de Congressos do LNEC  
Av. do Brasil, 101  
1700-066 LISBOA

### Secretariado

Dra. Catarina Luis  
SPG, a/c LNEC  
Av. do Brasil, 101  
1700-066 LISBOA  
Tel.: 21 844 34 19  
Fax: 21 844 30 21  
E-mail: spg@lnecc.pt

## INSCRIÇÃO

	Até 31/5	Após 31/5
Para sócios da SPG + ITA	€ 250	€ 280
Para sócios da SPG	€ 260	€ 290
Para não sócios da SPG	€ 300	€ 350
Para estudantes	€ 100	€ 110

A inscrição inclui a participação nas sessões técnicas, as publicações do Seminário, almoços, cafés nos intervalos das sessões, jantar de confraternização (excepto para estudantes) e acesso à exposição técnica. Será distribuído aos participantes o correspondente certificado.

Poderá ser feita uma inscrição provisória por correio electrónico ou fax. No entanto, as inscrições só serão confirmadas após o pagamento, que deverá ser efectuado até ao início do Seminário. Solicita-se, para o efeito, a utilização da ficha de inscrição.



## International Seminar on Tunnels and Underground Works

## Seminário Internacional sobre Túneis e Obras Subterrâneas

por ocasião da reunião do Conselho Executivo da  
Associação Internacional de Túneis (ITA) em Lisboa



### Organização

CPT - Comissão Portuguesa de Túneis  
SPG - Sociedade Portuguesa de Geotecnia  
LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil  
ITA - International Tunneling Association

**LNEC, Lisboa, 29 e 30 de Junho de 2006**

# Tecnasol FGE



## Fundações e Geotecnia, SA

Fundações  
Estabilização de Taludes  
Pré-esforço  
Reabilitação de Estruturas  
Entivações/Contenções  
Impermeabilizações  
Injecções  
Instrumentação  
Geotecnia  
Jet Grouting  
Obras Subterrâneas



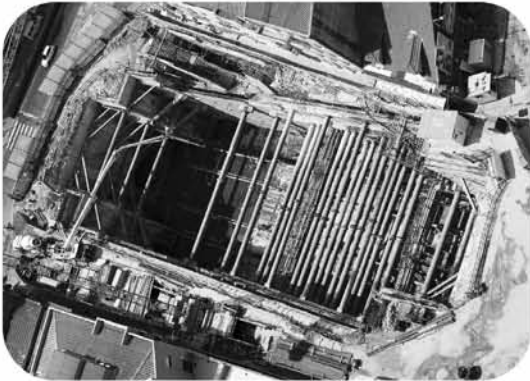
As Raízes nem sonham  
até onde podemos ir

Rua das Fontainhas, 58 - Venda Nova - 2700-391 AMADORA  
Tel. +351.214 908 600 - Fax +351.214 747 036  
[TecnasolFGE@esoterica.pt](mailto:TecnasolFGE@esoterica.pt)





## Engenharia Geotécnica



ESTRUTURAS DE SUPORTE - FUNDAÇÕES



GEOTECNIA RODOVIÁRIA - TÚNEIS



FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS



CENORGEO – Engenharia Geotécnica, Lda  
Grupo CENOR [www.cenor.pt](http://www.cenor.pt)



Rua das Vigias - Lote 4.25.01A - Piso 1  
Parque das Nações 1990 - 506 Lisboa  
Tel. 218437300 - Fax 218437317  
E-mail: [cenorgeo@cenorgeo.pt](mailto:cenorgeo@cenorgeo.pt)



Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo

# MCSC

mlpc PORTANOMETRE



Rua Dr. João de Barros 13-E/G, 1500-230 LISBOA • Tel: 21 715 21 11 Fax: 21 715 04 60 • e.mail: mail@geocontrole.pt • www.geocontrole.pt

**CETE**  
Normandie  
Centre  
Centre d'Études  
Techniques de  
L'Équipement



  
**Geocontrole**  
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA



**COBA**

## GEOLOGIA E GEOTECNIA

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



- Planeamento de Recursos Hídricos
- Aproveitamentos Hidráulicos
- Produção e Transporte de Energia Eléctrica
- 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](mailto:coba@coba.pt)  
[www.coba.pt](http://www.coba.pt)

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

**REGIÃO NORTE**  
Rua Mouzinho de Albuquerque, 744, 1º.  
4450-203 MATOSINHOS  
Tel.: (351) 229380421  
Fax: (351) 229373648  
E-mail: [engico@mail.telepac.pt](mailto:engico@mail.telepac.pt)

**ANGOLA**  
Edifício Maianga  
Rua João Rodrigues nº 1 - LUANDA  
Tel.: (244-2) 370191  
Fax: (244-1) 780909  
E-mail: [coba-angola@snet.co.ao](mailto:coba-angola@snet.co.ao)

**MOÇAMBIQUE**  
Av. da Namaacha, Km 6  
Complexo CMC escritório nº85 - Matola  
Tel.: (258-1) 780909  
E-mail: [coba.mz@teledata.mz](mailto:coba.mz@teledata.mz)

**ARGÉLIA**  
42, Rue Rahmoun-Dekkar (ex-Mauduit)  
El Biar - ARGEL  
Tel.: (213) 61513813  
Fax: (213) 21924140

**BRASIL**  
São Paulo  
COBA S/C Ltd. - Rua Cardeal Arco Verde  
1745 Cj. 94, Bloco A, Pinheiros  
São Paulo CEP 05407 - 002  
Tel.: (55 11) 381 55 416  
Fax: (55 11) 381 52 249

Fortaleza  
Av. Senador Virgílio Távora 1701, Sala 408  
Aldeota - Fortaleza CEP 60170 - 251  
Tel.: (55 85) 261 17 38  
Fax: (55 85) 261 50 83  
E-mail: [coba@esc.te.com.br](mailto:coba@esc.te.com.br)

# SISTEMA INTERNACIONAL DE CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA\*

## A Generalidades

- A 1 Fundações em solos e rochas no âmbito da engenharia
- A 2 Aspectos históricos
- A 3 Classificação bibliográfica
- A 4 Livros de texto, manuais e periódicos geotécnicos
- A 5 Nomenclatura
- A 6 Empresas, Institutos e Laboratórios
- A 7 Sociedades e Reuniões
- A 8 Ética profissional. Imposições legais. Regulamentos e Normalização
- A 9 Educação

## B Geologia de engenharia

Incluindo descrições e registo de processos naturais relativos a solos e rochas

- B 0 Generalidades
- B 1 Formação de solos e rochas
- B 2 Hidrogeologia
- B 3 Movimentos de terrenos e subsidências
- B 4 Catástrofes naturais
- B 5 Características climatológicas
- B 6 Geologia submarina
- B 7 Geologia estrutural
- B 8 Geologia extraterrestre
- B 9 Geomorfologia e Classificação de terrenos
- B 10 Mineralogia e Petrografia
- B 11 Descrições gerais de características regionais de solos e rochas

## C Prospecção geotécnica

Equipamentos e técnicas de prospecção. Amostragem e ensaios de campo de solos e rochas, excluindo a determinação de propriedades de engenharia

- C 0 Generalidades
- C 1 Prospecção aérea
- C 2 Prospecção geofísica
- C 3 Sondagens de furação
- C 4 Escavações exploratórias
- C 5 Técnicas de furação, equipamentos e registo dos resultados
- C 6 Amostragem, transporte das amostras
- C 7 Medida das condições de campo
- C 8 Ensaios de campo, excluindo ensaios para determinação das propriedades de engenharia (vejam-se os Grupos D e F)
- C 9 Relatórios de prospecções geotécnicas

## D Propriedades dos solos. Determinações no laboratório e no campo

Conceitos, teorias, métodos de determinação, equipamentos e resultados

- D 0 Generalidades
- D 1 Classificação e identificação
- D 2 Propriedades físico-químicas
- D 3 Composição, estrutura e densidade
- D 4 Permeabilidade e capilaridade
- D 5 Compressibilidade
- D 6 Deformação por corte e propriedade de resistência
- D 7 Propriedade dinâmicas
- D 8 Propriedades térmicas
- D 9 Compactibilidade
- D 10 Propriedades de misturas solo-aditivo

## E Análise de problemas de engenharia de solos

Métodos de análise teóricos, empíricos e práticos

- E 0 Generalidades
- E 1 Tensões "in situ" devidas à gravidade, à aplicação de cargas e a escavações
- E 2 Problemas de deformações e assentamentos
- E 3 Capacidade de carga de solos
- E 4 Capacidade de carga de estacas
- E 5 Problemas de pressão de terras
- E 6 Estabilidade de taludes, aterros e escavações
- E 7 Problemas de percolação e outros problemas hidráulicos
- E 8 Problemas dinâmicos
- E 9 Acção do gelo e problemas de transferência de calor
- E 10 Análise do comportamento de pavimento e das respectivas bases
- E 11 Interação solo-veículo (Traficabilidade)
- E 12 Interação solo-estrutura
- E 13 Cálculos por computador

## F Propriedades das rochas. Determinação no laboratório e no campo

Conceitos, teorias, métodos de determinação, equipamentos e resultados

- F 0 Generalidades
- F 1 Classificação e identificação
- F 2 Propriedades físico-químicas
- F 3 Composição, estrutura e densidade
- F 4 Permeabilidade e capilaridade
- F 5 Compressibilidade e expansibilidade
- F 6 Deformação por corte e propriedades de resistência
- F 7 Propriedades dinâmicas
- F 8 Propriedades especiais das rochas

## G Análises de problemas de engenharia de maciços rochosos

Métodos de análises teóricos, empíricos e práticos

- G 0 Generalidades
- G 1 Tensões "in situ" devidas à gravidade, à tectónica, à aplicação de cargas e a escavações
- G 2 Problemas de deformação
- G 3 Capacidade de carga dos maciços rochosos
- G 4 Estabilidade de taludes, escavações e cavernas
- G 5 Percolação e outros problemas hidrologicos
- G 6 Problemas dinâmicos
- G 7 Problemas de acção do gelo e de transferência de calor
- G 8 Cálculos por computador

## H Projecto, construção e comportamento de obras de engenharia

Descrição de casos práticos. Sínteses de Investigações, Projecto, Construção incluindo Equipamento, e Comportamento

- H 0 Generalidades
- H 1 Fundações de estruturas
- H 2 Estruturas de suporte, paredes corta-águas e barragens de betão
- H 3 Escavações não suportadas
- H 4 Barragens de terra e de enrocamentos e aterros
- H 5 Estruturas subterrâneas
- H 6 Bases e pavimentos de estradas, caminho de ferro e aeroportos
- H 7 Portos, canais e projectos de protecção costeira
- H 8 Conduitas enterradas e aquedutos
- H 9 Taludes
- H 10 Uso do Solo

## K Métodos de construção e equipamento

Incluindo o melhoramento das condições dos solos e dos maciços

- K 0 Generalidades
- K 1 Rebaixamento e drenagem
- K 2 Processos de impermeabilidade e de injeção
- K 3 Pré-cargas e recolocação de solos
- K 4 Escavação de solos e rochas, seu processamento e transporte
- K 5 Processos de compactação
- K 6 Estabilização de solos e controlo da erosão
- K 7 Estacas e sua colocação
- K 8 Fundação por caixões e por pégões
- K 9 Métodos de construção de fundações superficiais
- K 10 Construção de fundações e de paredes corta-águas empregando lamas pesadas
- K 11 Suportes de solos e rochas
- K 12 Métodos de construção e tipos de equipamento em águas profundas
- K 13 Trabalhos de protecção contra o gelo
- K 14 Técnicas de superfície para melhoria das condições de deformação e de estabilidade

## M Materiais de construção

- M 0 Generalidades
- M 1 Aço
- M 2 Madeira
- M 3 Materiais betuminosos
- M 4 Materiais plásticos e similares
- M 5 Cimento e materiais químicos
- M 6 Betão
- M 7 Tintas e vernizes
- M 8 Elementos de construção

## S Mecânica da neve e do gelo e respectiva engenharia

- S 0 Generalidades
- S 1 Cobertura de neve e de gelo
- S 2 Propriedades da neve e do gelo
- S 3 Engenharia da neve e do gelo

## T Disciplinas correlacionadas

- T 0 Generalidades
- T 1 Ciências puras
- T 2 Geociências
- T 3 Agricultura e pedologia
- T 4 Meteorologia e climatologia
- T 5 Biociências
- T 6 Engenharia civil
- T 7 Engenharia de minas e prospecção mineira
- T 8 Engenharia mecânica
- T 9 Engenharia electrotécnica
- T 10 Engenharia oceânica
- T 11 Engenharia militar e naval
- T 12 Instrumentação e Técnica de medida
- T 13 Ciência bibliotecária
- T 14 Problemas do ambiente e conservação da natureza
- T 15 Prospecção de petróleo

## 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, a qual não deve 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 dois relatores, de acordo com o tema do trabalho.

Os pareceres dos relatores serão apresentados no prazo de dois meses. Caso haja uma divergência significativa na apreciação do artigo será solicitada uma apreciação de um terceiro relator.

1 – Os trabalhos devem, como regra, ser apresentados em português e redigidos na terceira pessoa.

2 – Deve ser apresentado um original do artigo em papel A4 e em suporte informático. Está disponível 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 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 A(4) com espaçamento normal.

7 – As figuras devem ser fornecidas incluídas no ficheiro do artigo e na sequência adequada.

8 – As equações não devem ser manuscritas e serão 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 405-1 de 1994, 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 por 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.

15 – Com o artigo deve ser enviada uma folha de rosto com o título do trabalho e com a direcção completa do Autor de contacto, E-mail, Telefone e Fax.

16 – As discussões, os artigos e as folhas de rosto devem ser enviadas para spg@lnec.pt (versão digital) e para o endereço do Secretariado da SPG (versão impressa em papel e CD).

Secretariado da Sociedade Portuguesa de Geotecnia  
SPG, a/c LNEC  
Av. Brasil, 101  
1700-066 Lisboa  
Portugal

- 3**     **Editorial**
- 5**     **Parâmetros de deformabilidade definidos de ensaios *in situ* “Simples e Robustos” e sua relação com valores “Nobres” de referência em solos saprolíticos de granito**  
*Antônio Viana da Fonseca, José F. Vieira de Sousa, Cristiana Ferreira*
- 23**    **A aplicação do GPR na análise de estabilidade de taludes**  
*Maria Giovana Parizzi, Paulo Roberto Antunes Aranha, Frederico Garcia Sobreira, Terezinha Cássia de Brito Galvão*
- 55**    **A experiência de colocação de geomembranas de PEAD em aterros de RSU**  
*Maria da Graça Alfaro Lopes*
- 75**    **Avaliação integrada da infiltração e do escoamento superficial frente a diferentes eventos de chuvas – Bacia hidrográfica do Córrego Vaçununga (Luis Antônio – SP), Brasil**  
*Janaina Barrios Palma, Lázaro Valentin Zuquette*
- 97**    **Influência da velocidade de carregamento sobre a resistência ao cisalhamento de solos residuais tropicais**  
*Heraldo Nunes Pitanga, Dario Cardoso de Lima, Cláudio Henrique de Carvalho Silva, Carlos Alexandre Braz de Carvalho, Paulo Sérgio de Almeida Barbosa*
- 107**   **Análise dos métodos de controlo de integridade de geomembranas de PEAD usadas em aterros de RSU**  
*Maria da Graça Alfaro Lopes*
- 133**   **Renivelamento do edifício Núncio Malzoni com 2.2° de desaprumo**  
*Carlos Eduardo Moreira Maffei, Heloisa Helena Silva Gonçalves, Paulo de Mattos Pimenta*