



# Revista Luso-Brasileira de Geotecnia



Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



# GEOTECNIA Revista Luso-Brasileira de Geotecnia

Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotecnica

# N.º 129 – Novembro 2013

#### DIRFTOR

José Couto Marques, FEUP

#### **DIRETOR - ADJUNTO:**

Alberto Savão, PUC

#### COMISSÃO EXECUTIVA:

Madalena Barroso, LNEC Paulo Coelho, UC

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

# **COMISSÃO EDITORIAL 2013-2014**

Adriano Virgilio Damiani Bica, UFRGS - Porto Alegre Alexandre Pinto, JetSJ Geotecnia - Lisboa Alexandre Tavares, FCTUC - Coimbra Anna Laura L. da Silva Nunes. UFRJ - Rio de Janeiro António Correia Mineiro, FCT-UNL - Caparica António Silva Cardoso, FEUP - Porto António Topa Gomes, FEUP - Porto António Viana da Fonseca, FEUP - Porto Armando Antão, FCT-UNL - Caparica Benedito S. Bueno, USP - São Ĉarlos Celso Lima, Hidrorumo - Porto Cezar Augusto Burkert Bastos, FURG - Pelotas Cristina Gomes, Coba - Lisboa Dario Cardoso de Lima, UFV - Viçosa Edezio Teixeira de Carvalho, UFMG - Belo Horizonte Eduardo Antonio Gomes Marques, UFV - Viçosa Eduardo Fortunato, LNEC - Lisboa Ely Borges Frazão - São Paulo Emanuel Maranha das Neves, IST - Lisboa Emílio Velloso Barroso, UFRJ - Rio de Janeiro Eurípedes Vargas Jr., PUC-RIO - Rio de Janeiro Faiçal Massad, USP - São Paulo Fernando A. B. Danziger, UFRJ - Rio de Janeiro Fernando Saboya, UENF - Campos do Goytacases Francis Bogossian, Geomecânica - Rio de Janeiro Frederico Garcia Sobreira, UFOP - Ouro Preto Jaime Alberto dos Santos, IST - Lisboa Jayme de Oliveira Campos, UNESP - São Paulo João Paulo Bilé Serra, LNEC - Lisboa João Ribas Maranha, LNEC - Lisboa Jorge Almeida e Sousa, FCTUC - Coimbra Jorge Vasquez, EDIA - Beja José Delgado Rodrigues, LNEC - Lisboa José F. T. Jucá, UFPe - Recife José Leitão Borges, FEUP - Porto José Mateus de Brito, Cenorgeo - Lisboa

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

# **C** SPG

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

Distribuição gratuita aos membros da SPG e da ABMS. Edição parcialmente subsidiada pelo LNEC, FCT. Execução gráfica: Impressão na Cor Comum em Portugal. ISSN 0379-9522 - Depósito Legal em Portugal: 214545/04

# ABMS ABMS

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

# ÍNDICE

# **129** Novembro 2013

3 Identificação de áreas suscetíveis a expansão urbana utilizando carta de fragilidade ambiental

17 Mapeamento de perigo de escorregamentos em encostas urbanas precárias brasileiras com a aplicação do método AHP

43 Aplicabilidade de cinzas de incineração de resíduo sólido urbano em camadas de base de pavimentos

73 Um modelo discreto de partículas 2D para simulação da fratura em rocha: formulação e calibração

NOTAS TÉCNICAS

- 105 Avaliação da erodibilidade de solos residuais pertencentes à bacia do Rio Una
- 117 Contaminação do lençol freático por derivados de hidrocarbonetos: uma análise sobre um vazamento ocorrido em Belém/PA
- 129 Considerações sobre um modelo de equilíbrio limite de energias de deformação para diáclases

Maurício Polidoro Jean Pereira de Azevedo do Carmo Gustavo Ferreira de Souza José Augusto de Lollo

Daniela Gírio Marchiori Faria Oswaldo Augusto Filho

Michéle Dal Toé Casagrande Gino Omar Calderón Vizcarra Laura Maria Goretti da Motta

Nuno Monteiro Azevedo Fátima Gouveia

Cláudia F. Escobar de Paiva Íria Fernandes Vendrame

Gustavo Nogueira Dias Helen do Socorro Rodrigues Dias Keila Cristine Souza Braga Luis Augusto Ruffeil

Manuel J. A. Leal Gomes Carlos A. J. V. Dinis da Gama Amândio Teixeira Pinto

# IDENTIFICAÇÃO DE ÁREAS SUSCETÍVEIS A EXPANSÃO URBANA UTILIZANDO CARTA DE FRAGILIDADE AMBIENTAL

Identification of susceptible areas for urban expansion by using environmental fragility map

Maurício Polidoro\* Jean Pereira de Azevedo do Carmo\*\* Gustavo Ferreira de Souza\*\*\* José Augusto de Lollo\*\*\*\*

**RESUMO** – O avanço das áreas urbanas tem tomado diferentes configurações com o surgimento de novas formas de consumo e estilos de vida em diversas sociedades do mundo, especialmente a brasileira. Contudo, a expansão urbana é comum em inúmeras cidades e aliada a preocupação ambiental traz à tona a discussão da seleção de áreas para novos loteamentos e as obras que trazem consigo como saneamento básico, sistema viário, equipamentos de serviços e lazer. Neste sentido, é de extrema importância analisar a fragilidade de cada espaço a ser ocupado pelo uso "urbano" e seus adjacentes no sentido de prever e evitar o uso *desordenado* do território e catástrofes que podem ser geradas com as transformações. A partir deste contexto, o artigo utilizará a carta de fragilidade ambiental com o objetivo de indicar quais as áreas do municipio de Londrina, Paraná, Brasil, que estão mais aptas a serem urbanizadas, bem como indicar, dentro do perímetro urbano, quais podem ser mais adensadas e utilizadas de forma adequada objetivando minimizar os impactos socioambientais.

**SYNOPSIS** – The advance of urban areas have taken different settings with the emergence of new forms of consumption and lifestyles in different societies around the world. However, urban sprawl is common in numerous cities and allied to the environmental concern raises the discussion of selecting areas for new developments and related works like sanitation, road systems, services and entertainment equipments, etc. In this sense, it is extremely important to analyze the fragility of each space to be occupied by the "urban" form in order to predict and prevent the inordinate use of the territory and catastrophes that can be generated with the changes. In this context the paper uses the environmental fragility map in order to indicate which areas of the municipality of Londrina, Parana, Brazil are more likely to be urbanized, and to indicate, within the city limits, which can be more densely populated and used properly in order to minimize the environmental impacts.

PALAVRAS CHAVE - Expansão urbana, fragilidade ambiental, Londrina, geotecnologias.

<sup>\*</sup> Geógrafo, Especialista em Análise Ambiental, Mestre em Engenharia Urbana. Pesquisador do Observatório das Metrópoles/Núcleo Curitiba – Universidade Federal do Paraná. E-mail: polidoro@ufpr.br

<sup>\*\*</sup> Geógrafo. Mestrando em Engenharia Urbana – Universidade Federal de São Carlos. E-mail: jeangeografo@yahoo.com.br

<sup>\*\*\*</sup> Geógrafo, Especialista em Planejamento e Gestão Ambiental. Mestrando em Engenharia Urbana – Universidade Federal de São Carlos. E-mail: gustavosalomoni@gmail.com

<sup>\*\*\*\*</sup> Engenheiro Geólogo, Doutor em Geotecnia. Professor Adjunto – Universidade Estadual Paulista "Julio de Mesquita Filho". E-mail: lolloja@dec.feis.unesp.br

### 1 – INTRODUÇÃO

As mudanças ambientais têm-se intensificado no mundo em função das atividades humanas desprovidas de planejamento ou exercidas de forma irregular. Além disso, o crescimento populacional gera pressão aos recursos naturais. Como consequência, o ambiente natural é afetado, intensificando os processos de degradação dos recursos essenciais à vida.

As intervenções humanas alteram os componentes naturais (relevo, solo, vegetação, clima e recursos hídricos), ocasionando o comprometimento da funcionalidade do sistema, quebrando seu equilíbrio natural. Assim, é fundamental que as intervenções humanas sejam compatíveis com a potencialidade dos recursos e com a fragilidade dos ambientes.

O termo fragilidade ambiental está ligado à susceptibilidade do sistema de sofrer alterações em função de intervenções. Quando é quebrado o estado de equilíbrio dinâmico o sistema pode entrar em colapso, passando para uma situação de risco.

Ross (1990, 1994 e 2001), embasado no conceito de unidade ecodinâmicas de Tricart (1977), propôs as unidades ecodinâmicas instáveis, ou de instabilidade emergente, e as unidades ecodinâmicas estáveis, ou de instabilidade potencial, a serem representadas num produto cartográfico de síntese, nomeado por Carta de Unidades de Fragilidade Potenciais e Emergentes.

Baseando-se neste conceito, entende-se por fragilidade ambiental o grau de susceptibilidade a qualquer tipo de dano, ou seja, está relacionado aos ambientes em situação de risco onde se destacam as erosões, os movimentos gravitacionais de massa, o assoreamento de cursos de água e as inundações.

Para compreender o cenário da fragilidade do ambiente, segundo Ross (1994), é necessário realizar um estudo integrado dos elementos componentes do estrato geográfico que dão suporte à vida animal e ao homem, os quais analisados e inter-relacionados geram um produto analítico-sintético que retrata a situação da área de estudo.

De acordo com este conceito, Tricart (1977) considera que os ambientes são estáveis quando estão em equilíbrio dinâmico e foram poupados da ação humana, encontrando-se em estado natural. Entretanto, quando este equilíbrio sofre as intervenções antrópicas, passa a ser considerado como uma unidade instável.

Conforme Crepani *et al.* (2001), uma unidade de paisagem natural é considerada estável quando os eventos naturais que nela ocorrem favorecem os processos de pedogênese, isto é, o ambiente favorece a formação e o desenvolvimento do solo; nestes ambientes encontramos solos bastante desenvolvidos, intemperizados e envelhecidos.

Uma unidade de paisagem natural é considerada vulnerável quando prevalecem os processos modificadores do relevo (morfogênese) e, por isso, existe um predomínio dos processos de erosão em detrimento aos processos de formação e desenvolvimento do solo.

O estudo dos atributos do meio físico seguiu a metodologia de Tricart (1977) assim analisando o ambiente sob a ótica da teoria dos sistemas onde na natureza as forças de energia e matérias processam-se através do homem, alterando o equilíbrio dinâmico. Crepani *et al.* (2001) ajustou a metodologia proposta por Tricart (1977), dando ênfase ao uso de geotecnologias, principalmente o sensoriamento remoto e os sistemas de informação geográfica, para elaborar mapas de fragilidade ambiental.

Os mapas de fragilidade e/ou vulnerabilidade ambiental são ferramentas que atendem a essa necessidade. São instrumentos de avaliação das fragilidades e potencialidades que sintetizam as características naturais dos meios e as restrições e/ou aptidões em face de distintas formas de uso e ocupação. A elaboração de mapas de fragilidade ambiental mostra, assim, em termos de intensidade e de distribuição espacial, a susceptibilidade do meio físico, considerando-se os fatores geológicos, geomorfológicos e pedológicos, e as suas respostas às pressões antrópicas (Spörl, 2001).

A carta de fragilidade é o produto final que auxilia no diagnóstico que pode nortear as futuras intervenções antrópicas e corrigir as presentes, sendo portanto um instrumento no trabalho de planejamento físico e territorial. Com isso, o estudo da fragilidade ambiental constitui-se num passo primordial à ocupação e uso mais adequado do solo na medida em que é necessário conhecer e compreender a dinâmica do sistema urbano e ambiental, bem como as transformações decorrentes dele, para subsidiar o planejamento e as ações a serem tomadas, para destinar e assegurar a qualidade dos recursos hídricos e do solo, e da conservação da biodiversidade.

Para este trabalho, foi adotada a proposta metodológica de Ross (1994), sendo realizadas adaptações, sobretudo na quantificação dos valores e na hierarquia dos atributos físicos, por conta de características peculiares da área de estudo.

A área de pesquisa apresenta pontuais fragmentos de matas e mananciais de significativa importância, mas a intervenção antrópica alterou significamente o ambiente, tanto pela urbanização quanto pela agricultura.

Neste cenário, a importância deste trabalho é observada quando se analisa o processo de desenvolvimento urbano do recorte, que aliado ao intenso crescimento econômico vem exigindo novas regiões para urbanização, demandando estudos que possam identificar as áreas possíveis para tal ocupação.

## 2 – O MÉTODO DE APOIO NOS ÍNDICES DE DECLIVIDADE DO RELEVO

A Análise da Fragilidade dos Ambientes Naturais Antropizados, proposta por Ross (1994), foi concebida e aplicada em regiões de clima tropical-úmido do centro-sul do Brasil.

Para Ross (1994), as unidades de fragilidade dos ambientes naturais devem ser resultantes dos levantamentos básicos de geomorfologia, geologia, solos, vegetação, uso da terra, fauna e clima. Esses elementos precisam ser tratados de forma integrada, possibilitam obter um diagnóstico das diferentes categorias hierárquicas da fragilidade dos ambientes naturais em consonância com os pressupostos dos Geossistemas.

Em termos de procedimentos metodológicos, este trabalho está estruturado no modelo de fragilidade potencial natural com apoio nos índices de dissecação do relevo, proposto por Ross (1994).

Este modelo propõe hierarquizar as variáveis em cinco classes de acordo com sua vulnerabilidade. Com isso as variáveis mais instáveis apresentam valores próximos a 1,0 as intermediárias ao redor de 3,0 e as mais vulneráveis próximas de 5,0. O Quadro 1 mostra as classes propostas por Ross (1994).

Quanto às informações morfométricas relacionadas à declividade, o autor faz referência à utilização dos intervalos de classes de declividade já consagrados nos estudos de capacidade de uso/aptidão agrícola, associados com aqueles conhecidos como valores limites críticos da geotecnia, indicativos respectivamente do vigor dos processos erosivos, dos riscos de escorregamentos/deslizamentos e inundações frequentes.

| Graus de Declividade | Classes   |
|----------------------|-----------|
| 1 – Muito Fraca      | < 6%      |
| 2 – Fraca            | 6% a 12%  |
| 3 – Média            | 12% a 20% |
| 4 – Forte            | 20 a 30%  |
| 5 – Muito Forte      | >30%      |

| Quadro 1 – Í | ndices de | declividade | do relevo. |
|--------------|-----------|-------------|------------|
|--------------|-----------|-------------|------------|

Fonte: Ross (1994)

Mediante os resultados de pesquisas elaboradas pelo Instituto Agronômico de Campinas (IAC), Instituto Agronômico do Paraná (IAPAR), destacando os trabalhos de Lombardi Neto e Bertoni (1975, citado por Ross, 1994 e 2001) e Fasolo *et al.* (1992, citado por Ross, 1994 e 2001), somadas a suas experiências de campo, Ross (1994; 2001) propôs as classes de fragilidade dos solos. Esta proposta é apresentada no Quadro 2.

| Classes de Fragilidade | Classes de Solos   |
|------------------------|--|
| 1 – Muito Baixa        | Latossolo Roxo, Latossolo Vermelho escuro e<br>Vermelho-Amarelo textura argilosa                             |
| 2 – Baixa              | Latossolo Amarelo e Vermelho-Amarelo textura média/argilosa  |
| 3 – Média              | Latossolo Vermelho Amarelo, Terra Roxa, Terra Bruna,<br>Podzólico Vermelho – Amarelo textura média/argilosa. |
| 4 – Forte              | Podzólico Vermelho-amarelo textura média/arenosa<br>Cambissolos  |
| 5 – Muito Forte        | Solos Litólicos, Areias Quartzosas   |

Quadro 2 – Classes de fragilidade do solo.

Fonte: Ross (1994)

Para o tratamento da Carta de Cobertura Vegetal e Uso da Terra, Ross (1994 e 2001) sugere o estabelecimento de uma hierarquia de graus de proteção aos solos pela cobertura vegetal, com base nos estudos de Marques *et al.* (1961, citado por Ross, 1994 e Spörl e Ross, 2004) e Cassetti (1984, citado por Ross, 1994 e 2001). O Quadro 3 apresenta tal hierarquia, obedecendo à ordem decrescente da capacidade de proteção.

| <b>Quadro 3</b> – Graus de proteção do solo segundo a cobetura vegetal. |
|---|
|---|

| Graus de Proteção | Tipos de Cobertura Vegetal   |  |  |
|-------------------|--|--|--|
| 1 – Forte         | Florestas/Matas Naturais, Florestas Cultivadas com<br>diversidade de espécies e vários estratos.   |  |  |
| 2 – Médio         | Formações arbustivas originais abertas com estrato de<br>gramíneas<br>Formações arbustivas densas de origem secundárias<br>(capoeira)<br>Formações naturais cultivadas de gramíneas (pastos)<br>Agricultura de ciclo longo de ocupação densa (cacau,<br>banana). |  |  |
| 3 – Fraca         | Áreas desmatadas recentes<br>Agricultura de ciclo curto (arroz, milho, feijão, soja,<br>trigo) e agricultura de ciclo longo de baixa densidade<br>(café, laranja, pimenta-do-reino).   |  |  |

Fonte: Ross (1994)

A partir disso será estabelecida uma classificação da fragilidade através da composição entre as quatro informações compostas e os algarismos mencionados, seguindo a seqüência: relevo, solo, cobertura vegetal / uso da terra, e pluviosidade.

Desta combinação será possível hierarquizar os graus de fragilidade natural. Nessa convenção, o conjunto numérico 1111 representa fragilidade muito baixa do ambiente, já à combinação 5555 apresenta fragilidade muito alta.

#### 3 – O MUNICÍPIO DE LONDRINA E A EXPANSÃO URBANA (DES)ORDENADA

O município de Londrina teve seu processo de colonização iniciado no final da década de 1920 pela Companhia de Terras do Norte do Paraná, sendo instituída como comarca a partir de 1934.

Planejada nos seus primórdios para agregar aproximadamente 20 mil habitantes, com a expansão econômica do café aliada a localização geoestratégica, e ainda a uma classe empresarial ascendente, o município também se impulsionou para ser sede de serviços, constituindo-se como um dos principais municípios da região Sul do Brasil.

Pólo da Região Metropolitana, Londrina totaliza 519 707 habitantes (IBGE, 2009) e somados aos sete outros municípios integrantes da RM agrega um contingente populacional de 766 682 habitantes (IBGE, 2009). A Figura 1 indica a localização do município no contexto mesorregional.



Fig. 1 – Contextualização de Londrina na região (quadro maior) e no estado do Paraná (canto inferior direito). Fonte: PMSB (2010).

Permeada pela rodovia BR-369 e ótimas condições geoambientais, a área urbana de Londrina teve grande expansão no sentido norte com a criação de conjuntos habitacionais a partir da década de 1960, constituindo atualmente uma das áreas de maior densidade demográfica da área urbanizada.

Por outro lado, a região sul, com inicio de declive mais acentuado, foi alvo de especuladores imobiliários quando da instalação de um *Shopping Center* que acabou por incitar o surgimento de condomínios fechados horizontais e ocupações de alta renda, delineando uma região com múltiplas densidades demográficas.

Este cenário de densidade demográfica desigual levou Polidoro (2010) a caracterizar a expansão urbana em Londrina como aquela denominada pelo fenômeno do *sprawling* urbano.

Identificado basicamente como um fenômeno com saltos de desenvolvimento (descontinuidades de densidade demográfica, indicada na Figura 2), vazios urbanos, faltas de padrões multi-uso do solo (Morris, 2006) dentre outros, as áreas destinadas ao uso urbano seguem cada vez mais uma tendência a invadir áreas inicialmente agrícolas e aquelas com condições geotécnicas não-favoráveis, resultando em grandes impactos socioambientais.



Fig. 2 – Densidade demográfica e vazios urbanos em Londrina-PR.

A densidade demográfica desigual e a presença de grandes vazios urbanos são grandes vilões no processo do planejamento e gestão urbanos, tendo em vista a subutilização da infraestrutura disponível nas localidades sem ocupação e o sobrecarregamento naquelas altamente densas que ficam distas do centro consolidado.

Considerando o descrito, e o intenso processo de expansão de Londrina, identificar as próximas áreas suscetíveis à ocupação urbana, considerando as limitações do meio natural é de suma importância quando se almeja evitar problemas nas obras de engenharia de infraestrutura, novos loteamentos e preservação ambiental.

Além disso, a identificação das novas áreas aptas a urbanização pode tambem surgir como justificativa para a ocupação dos vazios localizados nos intersticios das áreas urbanas consolidadas, proporcionando um desenvolvimento social mais equitativo (no sentido de combater a especulação imobiliária) e ambientalmente adequado (evitando grandes degradações ao ambiente).

# 4 – MATERIAIS E MÉTODOS

Para gerar a carta de fragilidade ambiental foi usada o método adaptado de Ross (1994) que é baseada no conceito de ecodinâmica de Tricart (1977), que estabelece a avaliação de paisagens em unidades estáveis, instabilidade emergente ou instabilidade potencial, que podem ser representados por meio cartográfico através da carta de fragilidade ou vulnerabilidade ambiental. A obtenção deste produto cartográfico da carta de fragilidade é construído por dados cartográficos intermediários.

Para a aplicação do método é considerado para análise a variável relevo, variável solo, variável uso da terra, variável declividade, sendo que todas as variáveis são ponderadas com pesos de 1 a 5, que vão do mais forte para mais fraco e no caso do uso e cobertura da terra do mais protegido ao menos protegido. O Quadro 4 mostra estes graus de vulnerabilidade.

Os dados cartográficos intermediários que foram usados para gerar a carta de fragilidade foram os dados de solo, declividade e uso e cobertura da terra; o quarto dado, relevo, não foi obtido. Com os três dados disponíveis foi possível avaliar as condições de fragilidade em relação a expansão urbana de Londrina-PR.

A distribuição dos pesos aos atributos ambientais utilizados podem ser observados no Quadro 4. Na Figura 3 é demonstrado um mosaico com os produtos cartográficos intermediários que resultaram na carta final.

| Fragilidade | Uso e cobertura da Terra  | Valor |  |
|-------------|---|-------|--|
| Muito Fraca | Cobertura Florestal   | 1     |  |
| Média       | Pastagem e Campos   | 3     |  |
| Forte       | Agricultura   | 4     |  |
| Muito Forte | Uso Misto (Urbano)  | 5     |  |
| Fragilidade | Classes de Declividade  | Valor |  |
| Muito Fraca | < 6%  | 1     |  |
| Fraca       | 6% – 12%  | 2     |  |
| Média       | 12% - 20%   | 3     |  |
| Forte       | 20% - 30%   | 4     |  |
| Muito Forte | > 30%   | 5     |  |
| Fragilidade | Solos   | Valor |  |
| Muito Fraca | Latossolo Vermelho Distroférrico típico   | 1     |  |
| Muito Fraca | Latossolo Vermelho Distroférrico típico, álico  | 1     |  |
| Muito Fraca | Latossolo Vermelho Eutroférrico típico  | 1     |  |
| Fraca       | Associação Latossolo Vermelho Eutroférrico típico +<br>Nitossolo Vermelho Eutroférrico típico   | 2     |  |
| Média       | Nitossolo Vermelho Distroférrico típico   | 3     |  |
| Média       | Nitossolo Vermelho Eutroférrico típico  | 3     |  |
| Forte       | Gleissolo Háplico Indiscriminado  | 4     |  |
| Muito Forte | Associação Neossolo Litólico Eutrófico chernossólico +<br>Chernossolo Argilúvico Férrico Saprolítico<br>+ Nitossolo Vermelho<br>Eutroférrico típico | 5     |  |

Quadro 4 - Graus de vulnerabilidade dos mapas temáticos.

Fonte: Ross (1994) – adaptado.



Fig. 3 - Mosaico dos materiais cartográficos que subsidiaram a carta de fragilidade ambiental.

Os dados de solos e uso e cobertura da terra (ITCG, 2009) foram adquiridos em formato vetorial *shape file*, e inseridos no banco de dados, bem como as demais bases cartográficas como perímetro urbano, vazios urbanos e aglomerados subnormais (IPPUL, 2008). A declividade do Município de Londrina foi elaborada através da entrada dos dados do modelo digital de elevação SRTM (*Shuttle Radar Topography Mission*) – fruto de uma missão da NASA (*National Aeronautics and Space Administration*) com a NIMA (*National Imagery and Mapping Agency*), agências espaciais da Alemanha, a DLR (*Deutsche Zentrum für Luft-und Raumfhart*) e da Itália, a ASI (*Agenzia Spaziale Italiana*). Seus arquivos MDE (Modelos Digitais de Elevação), gerados a partir de radar, estão gratuitos na Web com resolução 90 × 90m (Barros *et al.*, 2005; Santos, 2005) e de  $30 \times 30m$  reamostrados por Valeriano (2004), no projeto TOPODATA (Banco de Dados Geomorfométricos do Brasil) do INPE (Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais). Foram feitos *downloads* de duas imagens dos dados MDE SRTM que abrangem o município de Londrina, referentes aos códigos 23-51 ZN e 23-525 ZN.

Foi usado o programa ArcGis 9.3 (ESRI, 2009) para a elaboração do banco de dados no *geodatabase do ArcCatalog* no ArcGis em formato *dbase* e processamento das informações.

O banco de dados foi configurado no sistema de projeção UTM Datum SIRGAS 2000 fuso 23 sul, com todos os dados inseridos, foi realizado o mosaico das suas imagens MDE, para obter uma imagem inteira do município de Londrina, para isso foi usado o algoritmo da plataforma de ferramentas *Arctoolbox do ArcGis, Mosaic.* Após o mosaico foi usado o algoritmo de *Extract Mask* para recortar o MDE da área exata do município. Com o MDE da área do município foi gerado por meio do *3D Analyst, usando o algoritmo SLOPE*, a declividade em porcentagem e feito a distribuição em intervalos de 5 classes conforme propõe o método.

A próxima operação foi a conversão dos dados de solos e uso e cobertura da terra em *shape file* para formato *raster*, essa etapa foi feita no modo de conversão do ArcGis.

Utilizando algoritmo *Reclass*, é distribuído os valores na tabela de atributos de fragilidade potencial que vai de 1 a 5 para cada um dos dados. Com os valores de fragilidade distribuídos foi aplicado o algoritmo *Weighted Overlay*, neste é estabelecido qual o grau de influência dos dados na análise, ou seja, se alguns dos três dados usados têm maior influência na fragilidade ambiental. Neste caso foi usado o grau de influência igual para os três, sendo que essa influência é distribuída no intervalo de 0 a 100.

#### 5 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

A carta de fragilidade ambiental gerada (Figura 4) aponta que as classes predominantes dentro do atual perímetro urbano de Londrina são "fraca" e "média" com algumas localidades denominadas "forte" na porção norte, mas principalmente nas regiões sudeste e sudoeste do municipio onde a franca expansão urbana está atualmente direcionada. O Quadro 5 demonstra, em hectares e percentuais as classes de fragilidade segundo a metodologia adotada.

| Classes de fragilidade | Área (em Hectares) | %   |
|------------------------|--------------------|-----|
| Muito Fraca            | 2.858              | 42  |
| Fraca                  | 1.889              | 28  |
| Média                  | 1.981              | 29  |
| Forte                  | 95                 | 1   |
| Muito Forte            | 3                  | 0   |
| TOTAL                  | 6.826              | 100 |

Quadro 5 - Percentual e área, em hectares, das classes de fragilidade em Londrina-PR.

Fonte: Autores (2012)

A região nordeste, concentradora de grandes vazios urbanos (Figura 5), possui classe de fragilidade "fraca" e está apta para ocupação devendo ser prioritária para novos loteamentos, considerando que já está inserida dentro do perímetro urbano e limítrofe ao municipio de Cambé. Outra região concentradora dos vazios e hábil para urbanização é a localizada na porção leste, nas proximidades do aeroporto, próxima aos municipios de Ibiporã e Assaí.

Nas redondezas da porção oeste/nordeste os vazios localizados nos intersticios das areas aptas a urbanização, que deveriam ser prioritários para a ocupação, caracteriza uma área de pouca especulação imobiliária com valor do metro quadrado variando entre R\$ 0,72 a R\$ 60,90 conforme observa-se em Polidoro (2010).

Por outro lado, os vazios urbanos e as áreas aptas para a ocupação, situados a sul do centro consolidado em direção ao *Shopping Center* e ao cobiçado Lago Igapó, concentra um dos metros quadrados mais caros da cidade com valores que chegam a R\$ 1.500,00 o metro quadrado, insti-



Fig. 4 – Carta de fragilidade ambiental de Londrina e municipios limitrofes. Organização: Gustavo Ferreira de Souza e Maurício Polidoro.

tuindo um cenário de grande dificuldade de atuação do Poder Público, considerando a grande influência dos agentes imobiliários.

Um outro fator preocupante, além da problemática da especulação imobiliária em áreas inaptas para a ocupação, é a localização dos aglomerados subnormais. De acordo com dados da COHAB de Londrina, pode-se obervar na Figura 5 que essas ocupações quase que na sua totalidade estão situadas em áreas de "forte" a "muito forte" representando grandes riscos de deslizamentos de terra e inaptidão para a regularização fundiária devido as condições geoambientais.

Em especial aquelas localizadas na região sudeste os riscos são maiores, conforme observa Takeda *et al.* (2009):

"O declive dos terrenos mais acentuados, a falta de pavimentação com os devidos escoamentos pluviais em algumas destas ocupações, aliado a proximidade de corpos hídricos podem tornar estas áreas suscetíveis a alagamento e deslizamentos, e ainda com focos de proliferação de insetos, tornando a população local vulnerável a doenças relacionadas à saúde pública".

Este cenário reflete a negligência da Prefeitura Municipal quanto ao ordenamento das ocupações no meio urbano tanto para aquelas de menor renda, principais vítimas das catástrofes ambien-



Fig. 5 – Carta de fragilidade ambiental da área urbana de Londrina, vazios urbanos e aglomerados subnormais. Organização: Gustavo Ferreira de Souza e Maurício Polidoro.

tais e riscos a saúde pública, como aquelas de renda alta que tem se desenvolvido na porção sul do município, apesar dos limitantes apontados.

O caso das ocupações de risco na porção sudoeste se intensifica quando observa-se na Figura 2 que a densidade demográfica é uma das maiores da cidade junto com o centro consolidado com números de 111 a 237 hab/ha.

O salto de desenvolvimento da densidade demográfica em relação ao centro também é observado em áreas de fragilidade "forte" na região norte com valores de 149 a 200 hab/ha e o valor vai aumentado no extremo noroeste para 238 – 247 hab/ha.

## 6 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

A expansão urbana de Londrina continua a acelerar a degradação ambiental do seu entorno, já fragilizada pelo uso do solo por parte do agronegócio. Neste sentido, as novas áreas são caracterizadas por uma dicotomia, onde, de um lado, a frente imobiliária traça as diretrizes de ocupação, sem considerar as limitações ambientais, e por outro, indústrias e loteamentos de classes com menores rendimentos avançam nas áreas destinadas a agricultura e na diluição física com os municipios vizinhos, delineando um complexo urbano nebuloso.

Essa "nebulosidade" identificada pelo complexo metropolitano entre os municipios de Londrina – Ibiporã e Cambé traz inumeros dilemas na gestão ambiental e urbana das áreas, considerando a incongruência entre os instrumentos de planejamento.

Dentro do município de Londrina, as novas ocupações seguem uma tendência inescrupulosa, onde os vazios urbanos, dotados de infraestrutura, são fonte de rendimento por parte dos especuladores enquanto as ocupações irregulares, localizadas em regiões inapropriadas, são vítimas da abstenção da habitalidade mínima.

O atual cenário, não exclusivo da área apresentada, merece atenção especial sob a égide ambiental urbana considerando a franca expansão das cidades e dos novos investimentos em eixos de escoamento, que incitam o surgimento de novas indústrias e loteamentos residenciais e comerciais.

A utilização de cartas de fragilidade ambiental é nesse processo um importante instrumento para o planejamento de áreas urbanas, tendo com principal objetivo *a priori* identificar áreas onde a ocupação pode gerar ônus ao meio natural e *a posteriori* na minimização dos impactos da ação antrópica sobre o meio natural, evitando processos erosivos intensos e assoreamento de cursos d'água.

Essas transformações no meio natural agem em cadeia com outros atributos físicos (clima, relevo, geologia), resultando em catástrofes urbanas, como: voçorocamento, enchentes e deslizamentos.

As cartas de fragilidade nas áreas urbanas são fundamentais para nortear a ocupação, indicando locais mais susceptíveis a catástrofes urbanas. Com a maior escala da carta de fragilidade, aumenta o detalhamento, e permite a avaliação com maior precisão de áreas específicas.

#### 7 – AGRADECIMENTOS

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelas bolsas cedidas e a Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) por apoio ao projeto n. 2009/11086-8 – "Impactos Ambientais Urbanos em Áreas de Expansão: Desafios ao Planejamento Metropolitano".

# 8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Barros, R. S.; Cruz, C. B. M.; Reis, R. B.; Costa Jr, A. (2005). Avaliação do Modelo Digital de Elevação do SRTM na ortorretificação de Imagens LANDSAT 7. Anais do Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto. 7p. São José dos Campos, INPE.
- Crepani, E.; Medeiros, J. S.; Hernandez Filho, P.; Florenzano, T. G.; Duarte, V.; Barbosa, C. C. F. (2001). Sensoriamento remoto e geoprocessamento aplicados ao Zoneamento Ecológico-Econômico e ao ordenamento territorial. (INPE-8454-RPQ/722). Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais, São José dos Campos.
- Environmental Systems Research Institute ESRI (2009). ArcGIS 9.3. Inc. New York. CD ROM.
- Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística IBGE (2009). *Estimativas da população para primeiro de julho de 2009*. Disponível em: <a href="http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/estimativa2009/POP2009">http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/estimativa2009/POP2009</a> DOU.pdf>.
- Instituto de Terras, Cartografía e Geociências do Paraná ITCG (2009). *Bases cartográficas*. Disponível em: < http://www.itcg.pr.gov.br/modules/conteudo/conteudo.php?conteudo=57>
- Instituto de Pesquisa e Planejamento Urbano de Londrina IPPUL (2008). *Bases cartográficas*. Londrina, Prefeitura Municipal. CD ROM.
- Morris, D. E. (2006). It's a sprawl world after all: the human coast of unplanned growth and visions of a better future. Gabriola: BC. New Society Publishers.
- Plano Municipal de Saneamento Básico de Londrina PMSB (2010). *Diagnóstico da situação do saneamento*. Disponível em: <www1.londrina.pr.gov.br>
- Polidoro, M. (2010). *Sprawling urbano em Londrina: Desafio ao Planejamento Urbano*. Monografia de Pós-Graduação em Análise Ambiental. 64p. Londrina, UEL.
- Ross, J. L. S. (1990). Geomorfologia: ambiente e planejamento. São Paulo: Contexto.
- Ross, J. L. S. (1994). Análise Empírica da Fragilidade dos Ambientes Naturais e Antropizados. Revista do Departamento de Geografia n°8, FFLCH-USP, São Paulo.
- Ross, J. L. S. (2001). Geomorfologia e Geografia Aplicadas à Gestão Territorial: Teoria e Metodologia para o Planejamento Ambiental. Tese de Livre Docência Apresentada à FFLCH-USP, São Paulo SP.
- Santos, P. R. (2005). Avaliação da precisão vertical dos modelos SRTM em diferentes escalas: um estudo de caso na Amazônia. Dissertação de Mestrado em Sensoriamento Remoto. 116. São José dos Campos, INPE.
- Spörl, C. (2001). Análise da Fragilidade Ambiental Relevo-Solo com Aplicação de três Modelos Alternativos nas Altas Bacias do Rio Jaguari-mirim, Ribeirão do Quartel e Ribeirão da Prata. Dissertação (Mestrado) FFLCH - Departamento de Geografia, USP - Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Spörl, C.; Ross, J. L. S. (2004). Análise comparativa da fragilidade ambiental com aplicação de três modelos. GEOUSP - Espaço e Tempo. São Paulo. Número 14, p. 39-49.
- Takeda, M. M. G.; Polidoro, M.; Barros, M. V. F. (2009). Sistema de Informações Geográficas no diagnostico das ocupações irregulares em Londrina – PR. Anais do IV SIMPGEO – Simpósio Paranaense de Pesquisa e Pós-Graduação em Geografia. 12p. Francisco Beltrão, UNIOESTE.

Tricart, J. (1977). Ecodinâmica. FIBGE. 91p. Rio de Janeiro, RJ.

Valeriano, M. M. (2004). Modelo digital de elevação com dados SRTM disponíveis para a América do Sul. Documentação e Programas Especiais (INPE 10550-RPQ/756). 72p. São José dos Campos, INPE.

# MAPEAMENTO DE PERIGO DE ESCORREGAMENTOS EM ENCOSTAS URBANAS PRECÁRIAS BRASILEIRAS COM A APLICAÇÃO DO MÉTODO AHP

Landslide Hazard Mapping in Brazilian Poor and Slum Urban Areas with the application of the AHP Method

Daniela Gírio Marchiori Faria\* Oswaldo Augusto Filho\*\*

**RESUMO** – Este trabalho foi realizado no sentido de aprimorar o método de mapeamento de perigo e de risco de escorregamentos em áreas urbanas atualmente mais utilizado no Brasil, diminuindo sua subjetividade na comparação e na hierarquização dos setores de perigo, sem modificar sua abordagem fundamental e suas técnicas principais atualmente utilizadas. Para tornar o método mais sistemático, propõe-se incorporar o Processo de Análise Hierárquica (Analytic Hierarchy Process - AHP) na análise dos indicadores e na hierarquização dos setores de perigo. Para a validação da proposta de incorporação do AHP ao método de mapeamento de risco foi realizado um ensaio de aplicação em áreas de risco de escorregamentos no município de São Sebastião (SP), que foi mapeado anteriormente pelo Instituto Geológico da Secretaria do Meio Ambiente – IG-SMA, utilizando a abordagem tradicional, sem a incorporação sistemática do AHP.

**SYNOPSIS** – This work has the objective of enhancing the method of hazard mapping and risk of landslides in poor and slum urban areas currently more used in Brazil, by reducing its subjectivity for the comparison and ranking of sectors. It is not the intent of the research to change its fundamental approach and its main techniques currently used. To this end, it is proposed to incorporate to the method the Analytic Hierarchy Process (AHP) in the systematic analysis of the indicators and the ranking of hazard sectors. To validate the proposed enhancements, including the use of AHP method, was made a test application in risk areas of landslides in the municipality of São Sebastião (SP), which was previously mapped by the Geological Institute of the Environment Secretary - SMA, using the traditional approach, without the systematic use of AHP and ranking of indicators.

PALAVRAS CHAVE - Mapeamento de perigo, Escorregamentos, Método AHP.

# 1 – INTRODUÇÃO

No Brasil, os processos de instabilização de encostas estão entre os principais fenômenos relacionados a desastres naturais em áreas urbanas precárias. Os escorregamentos em encostas estão associados a eventos pluviométricos intensos e prolongados, repetindo-se a cada período chuvoso.

De acordo com Carvalho e Galvão (2006), levantamentos de riscos realizados em encostas de vários municípios brasileiros indicam que, em todos eles, a falta de infraestrutura urbana é uma das

<sup>\*</sup> Pesquisadora Científica do Instituto Geológico – IG-SMA e doutora pelo Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos – EESC-USP. E-mail: dgmfaria@uol.com.br.

<sup>\*\*</sup> Professor Adjunto do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos – EESC-USP. Email: oafilho@sc.usp.br.

principais causas dos fenômenos de escorregamentos no Brasil. Dessa forma, uma política eficiente de prevenção de risco de escorregamentos em encostas deve considerar como áreas prioritárias de atuação os assentamentos precários.

A identificação e análise de riscos devem ser realizadas na primeira etapa para se estabelecer um programa de gerenciamento de riscos (UNDRO, 1991). Sem o conhecimento da dimensão do problema, não há como planejar e agir adequadamente para resolvê-lo. O diagnóstico de risco deve: informar quais são os indicadores ou evidências dos processos ambientais que, potencialmente, podem causar danos à população, às edificações ou à infraestrutura e descrevê-los; estabelecer alguma gradação ou hierarquização das situações identificadas; e estimar o número de edificações e de pessoas potencialmente afetadas (Nogueira, 2006).

O mapeamento de risco (identificação, análise dos riscos e delimitação das áreas de sua ocorrência) é executado por meio de trabalhos de campo, nos quais, são avaliadas as possibilidades (probabilidades) de ocorrência dos processos destrutivos (perigo), a vulnerabilidade do elemento em risco (percentagem de perda esperada para o elemento submetido a situação perigosa) e as conseqüências sociais e/ou econômicas, caso ocorra um determinado processo destrutivo. Em termos absolutos, idealmente, o risco deve expressar um cálculo de danos sociais e/ou econômicos por período de tempo.

As principais etapas envolvidas no método de mapeamento mais utilizado no Brasil são: a) planejamento e levantamento de dados pré-existentes, incluindo a obtenção das imagens aéreas de grande escala e com datas recentes; b) realização das vistorias sistemáticas de campo; c) identificação e caracterização dos processos de instabilização atuantes (geometria, material movimentado, dinâmica, etc.) e delimitação dos setores de análise; d) identificação dos indicadores de perigo e de risco de cada setor de análise; e) análise do perigo e do risco por comparação entre os indicadores identificados e f) hierarquização qualitativa entre as diferentes situações identificadas, agrupando-as, em geral, em quatro níveis distintos de perigo e de risco: baixo, médio, alto e muito alto.

Segundo Cerri (2006), os mapeamentos de risco, no Brasil e em muitos outros países, são predomimantemente realizados por avaliações qualitativas, ou seja, os riscos são identificados com base na opinião técnica da equipe que executa o mapeamento com o apoio de informações dos moradores da área mapeada. É realizada uma análise comparativa entre os resultados obtidos por diferentes equipes de campo como forma de padronização da classificação do risco, buscando garantir uma uniformidade na linguagem e nos critérios empregados.

Para aperfeiçoar as abordagens de mapeamento de risco considera-se pertinente sugerir e incorporar técnica quantitativa e diminuir a subjetividade da análise de perigo de escorregamentos. É neste sentido que se incorporou o Processo de Análise Hierárquica (Analytic Hierarchy Process – AHP) na análise dos indicadores e na hierarquização dos setores de perigo.

O método AHP é um modelo de ponderação para auxiliar na tomada de decisão em problemas que envolvem a valoração e a hierarquização de fatores através da avaliação de um conjunto de critérios explicitados por pesos relativos, dentro de regras matemáticas pré-estabelecidas.

Os trabalhos de Kolat *et al.* (2006; 2012) são exemplos de aplicação do método AHP associado a GIS em mapeamentos geotécnicos (microzoneamentos) em áreas urbanas, os quais verificaram que o método AHP apresentou vantagens importantes, tais como: consistência nas análises, baixo custo, fácil manipulação dos dados e a possibilidade de reproduzir vários cenários.

# 2 – O MÉTODO DE MAPEAMENTO DE RISCO ADOTADO PELO MINISTÉRIO DAS CIDADES

Em 2003, com a criação do Ministério das Cidades, o Governo Federal instituiu no âmbito do Programa Urbanização, Regularização e Integração de Assentamentos Precários, a Ação de "Apoio

à Prevenção e Erradicação de Riscos em Assentamentos Precários" com o objetivo de auxiliar a redução dos riscos nas áreas urbanas. Esta Ação compreende três etapas (Carvalho e Galvão, 2006): a) Treinamento de equipes municipais, com o objetivo de capacitar técnicos das prefeituras para a elaboração de diagnóstico, prevenção e gerenciamento de risco; b) Apoio financeiro para elaboração, pelo município, do PMRR (Plano Municipal de Redução de Risco), que contempla: o diagnóstico de risco (mapeamento); as medidas de segurança necessárias para controle e redução dos riscos identificados; a estimativa de recursos a serem implantados nas intervenções necessárias para a redução e controle dos riscos; o estabelecimento de prioridades e; a compatibilização com os programas de urbanização de favelas e regularização fundiária; c) Apoio financeiro para elaboração de projetos de contenção de encostas em áreas de risco consideradas prioritárias no PMRR.

Os trabalhos de Cerri (2006) e Cerri *et al.* (2007) apresentam o método de mapeamento de risco associado a escorregamentos e inundação adotado pelo Ministério das Cidades como modelo para a elaboração do PMRR.

As etapas dos procedimentos de campo do método adotado pelo Ministério das Cidades são apresentadas no Quadro 1.

| Mapeamento de risco – Ministério das Cidades   |  |  |
|--|--|--|
| Etapas dos procedimentos de campo  |  |  |
| • elaborar e utilizar os modelos dos processos de instabilização e as informações sobre a tipologia e os mecanismos de escorregamentos e de solapamentos de margens de córregos disponíveis na vasta literatura técnico-científica;  |  |  |
| <ul> <li>realizar trabalhos de campo, por meio de investigações geológico-geotécnicas de superfície, visando identificar<br/>condicionantes dos processos de instabilização, evidências de instabilidade e indícios do desenvolvimento de<br/>processos destrutivos;</li> </ul>  |  |  |
| <ul> <li>obter a localização precisa das áreas de risco, por meio de utilização de GPS (Global Positioning System), com no<br/>mínimo um ponto de leitura por área mapeada;</li> </ul>   |  |  |
| <ul> <li>delimitar os setores de risco e, com base em julgamento dos profissionais encarregados do mapeamento de risco,<br/>atribuir, para cada setor, um grau de probabilidade de ocorrência de processo de instabilização (escorregamento de<br/>encostas ou solapamento de margens de córregos), considerando o período de 1 ano.</li> </ul>                                      |  |  |
| <ul> <li>representar cada setor de risco identificado em cópias de fotografías aéreas oblíquas de baixa altitude, a serem<br/>obtidas por meio de sobrevoos com helicóptero;</li> </ul>  |  |  |
| <ul> <li>estimar as consequências potenciais do processo de instabilização, por meio da avaliação das possíveis formas de<br/>desenvolvimento do processo destrutivo atuante (por exemplo, volumes mobilizados, trajetórias dos detritos, áreas<br/>de alcance etc.), definir e registrar o número de moradias ameaçadas (total ou parcialmente), em cada setor de risco;</li> </ul> |  |  |
| • indicar a(s) alternativa(s) de intervenção adeguada(s) para cada setor de risco. Nos casos de ser possível a adoção de   |  |  |

mais de uma alternativa de intervenção, essa possibilidade deve ser explicitada nas fichas de campo.

**Quadro 1** – Métodos e procedimentos do mapeamento de risco adotado pelo Ministério das Cidades (Cerri *et al.* 2007).

O Quadro 2 indica os graus de risco adotados na setorização.

| RISCO            | DESCRIÇÃO  |
|------------------|--|
| R1<br>Baixo      | Os condicionantes geológicos-geotécnicos predisponentes (declividade, tipo de terreno, etc.) e o nível de intervalo no setor são de baixa potencialidade para o desenvolvimento de processos de escorregamentos. Não há indícios de desenvolvimento de processos de instabilização de encostas. É a condição menos crítica. Mantidas as condições existentes, são muitos reduzidas as possibilidades de ocorrência de eventos destrutivos no período de 1 ano.   |
| R2<br>Médio      | Os condicionantes geológico-geotécnicos predisponentes (declividade, tipo de terreno, etc.)<br>e o nível de intervenção no setor são média potencialidade para o desenvolvimento de processos<br>de escorregamentos. Mantidas as condições existentes, são médias as possibilidades de ocorrência<br>de eventos destrutivos durante episódios de chuvas intensas e prolongadas, no período de 1 ano.   |
| R3<br>Alto       | Os condicionantes geológico-geotécnicos predisponentes (declividade, tipo de terreno, etc.)<br>e o nível de intervenção no setor são de alta potencialidade para o desenvolvimento de processos<br>de escorregamentos. Mantidas as condições existentes, é perfeitamente possível a ocorrência de<br>eventos destrutivos durante episódios de chuvas intensas e prolongadas, no período de 1 ano.  |
| R4<br>Muito Alto | As evidências de instabilidade (trincas no solo, degraus de abatimento em taludes, trincas em moradias ou em muros, árvores ou postes inclinados, cicatrizes de escorregamento, etc.) são expressivas e estão presentes em grande número ou magnitude. Processo de instabilização em avançado estágio de desenvolvimento. É a condição mais crítica, necessitando de intervenção imediata devido ao seu elevado estágio de desenvolvimento. Mantidas as condições existentes, é muito provável a ocorrência de eventos destrutivos durante episódios de chuvas intensas e prolongadas no período de 1 ano. |

Quadro 2 - Graus de risco adotados na setorização (modificado de Cerri et al., 2004).

# 3 – O MÉTODO AHP

O método AHP foi desenvolvido por Thomas L. Saaty em meados da década de 1970 (Abreu *et al.* 2000). Baseia-se na capacidade humana de usar a informação e a experiência para estimar magnitudes relativas através de comparações par a par (Toma e Asharif, 2003). Seu uso é indicado para problemas que envolvem a priorização de soluções potenciais através da avaliação de um conjunto de critérios (Asahi *et al.* 1994; Finnie e Wittig, 1999; Kim, 1999).

#### 3.1 – Julgamentos paritários

Os critérios são comparados segundo a escala de julgamentos, também denominada de Escala Fundamental de Saaty, onde a quantificação dos julgamentos é realizada por meio de uma escala de valores que varia de 1 a 9, como indica o Quadro 3 (Boritz, 1992; Schmidt, 1995).

Teknomo (2006) explicando, de forma didática, a comparação par a par mostrou um exemplo com três tipos de frutas: banana, maçã e cereja. Na Figura 1 são apresentados os três tipos de comparações, por meio de julgamentos subjetivos, resultando numa matriz 3 por 3. Comparandose a maçã com a banana, conforme a escala de julgamentos existe uma preferência moderada pela banana em relação à maçã. Assim como, existe uma forte preferência pela maçã em relação à cereja e, do mesmo modo, existe uma preferência muito forte pela banana em relação à cereja.

| Valores numéricos | Termos verbais                     | Explicação  |
|-------------------|------------------------------------|---|
| 1                 | Igual importância                  | Duas alternativas contribuem igualmente para o objetivo.  |
| 3                 | Moderadamente mais importante      | Experiência e julgamento favorecem levemente uma alternativa em relação a outra.                      |
| 5                 | Fortemente mais importante         | Experiência e julgamento favorecem fortemente<br>uma alternativa em relação a outra.                  |
| 7                 | Muito fortemente mais importante   | Alternativa fortemente favorecida em relação<br>a outra e sua dominância é demonstrada na<br>prática. |
| 9                 | Extremamente mais importante       | A evidência favorece uma alternativa em relação a outra, com grau de certeza mais elevado.            |
| 2, 4, 6 e 8       | Valores importantes intermediários | Quando se procura uma condição intermediária<br>entre duas definições.                                |

Quadro 3 - Escala de julgamento de importância do Método AHP (modificado de Saaty, 1990).



Fig. 1 – Exemplo de comparação par a par (modificado de Teknomo, 2006).

Na estruturação da matriz de comparação, se o valor do julgamento na escala está situado à esquerda do número 1, insere-se o "valor atual"; senão, insere-se o valor recíproco, conforme a forma matricial apresentada no Quadro 4, a seguir.

Quadro 4 - Representação da matriz de comparação dos julgamentos apresentados na Figura 1.

|        | Maçã | Banana | Cereja |                    |
|--------|------|--------|--------|--------------------|
| Maçã   | 1    | 1/3    | 5      |                    |
| Banana | 3    | 1      | 7      | = Matriz $A_{3x3}$ |
| Cereja | 1/5  | 1/7    | 1      |                    |

Em seguida, a matriz de comparação paritária é submetida a uma técnica matemática denominada "*autovetor*". A forma, recomendada por Saaty (1990), para realizar o cálculo do autovetor consiste em elevar a matriz a potências arbitrariamente altas, dividindo-se a soma de cada linha pela soma dos elementos da matriz, ou seja, normalizando os resultados.

Considerando-se o exemplo de Teknomo (2006), o cálculo do autovetor ocorre conforme as três etapas a seguir:

a) Soma total dos elementos de cada coluna da matriz de comparação paritária transformada conforme apresentado no Quadro 5;

| Critérios | Maçã | Banana | Cereja |
|-----------|------|--------|--------|
| Maçã      | 1    | 1/3    | 5      |
| Banana    | 3    | 1      | 7      |
| Cereja    | 1/5  | 1/7    | 1      |
| Soma      | 21/5 | 31/21  | 13     |

Quadro 5 - Exemplo de matriz de comparação transformada (modificado de Teknomo, 2006).

b) A normalização relativa dos pesos ocorre por meio da divisão de cada elemento da matriz pela soma total da respectiva coluna, resultando na soma igual a unidade, conforme mostra o Quadro 6;

Quadro 6 – Exemplo de matriz de comparação normalizada (modificado de Teknomo, 2006).

| Critérios | Critérios Maçã |       | Cereja |  |  |
|-----------|----------------|-------|--------|--|--|
| Maçã      | 5/21           | 7/31  | 5/13   |  |  |
| Banana    | 15/21          | 21/31 | 7/13   |  |  |
| Cereja    | Cereja 1/21    |       | 1/13   |  |  |
| Soma      | 1              | 1     | 1      |  |  |

c) Cálculo da média aritmética de cada linha da matriz, gerando o "autovetor" ou "vetor de *prioridades*", conforme indicado no Quadro 7.

Quadro 7 – Autovetor normalizado (modificada de Teknomo, 2006).

| Critérios        | Critérios Maçã |       | Cereja | Soma das linhas | Autovetor (%) |  |
|------------------|----------------|-------|--------|-----------------|---------------|--|
| Maçã             | 5/21           | 7/31  | 5/13   | 0,8485          | 28,28         |  |
| Banana           | 15/21          | 21/31 | 7/13   | 1,9302          | 64,34         |  |
| Cereja           | 1/21           | 3/31  | 1/13   | 0,2213          | 7,38          |  |
| Soma das colunas | 1              | 1     | 1      | 3,0000          | 100           |  |

Portanto, no exemplo de Teknomo *(op. cit.)* o autovetor ou vetor de prioridades, mostra os pesos relativos de importância na comparação entre as frutas, indicando que a banana tem importância de 64,34%, a maçã 28,33% e a cereja 7,38%. O autovetor, por conseguinte, fornece a hierarquia ou ordem de prioridade dos critérios comparados.

O próximo passo é determinar a consistência ou coerência dos julgamentos.

#### 3.2 – Análise da consistência dos julgamentos

A integridade, qualidade ou coerência dos julgamentos é realizada por meio do cálculo do "autovalor". Essa análise também é denominada de "*análise de sensibilidade*" e indica se os julgamentos estão logicamente relacionados (Pamplona, 1999).

Para a realização da análise de sensibilidade, Saaty (1990) propôs o seguinte procedimento:

a) Estima-se inicialmente o "*autovalor máximo*" (λ<sub>máx</sub>). A consistência de uma matriz positiva recíproca requer que o autovalor máximo (λ<sub>máx</sub>) seja igual ao número de linhas (ou colunas) da matriz de comparações paritárias n (número que representa a ordem da matriz). Quanto mais próximo λ<sub>máx</sub> for de *n*, mais consistente será o resultado. O autovalor é calculado através da equação (1):

$$\lambda_{\text{máx}} = T. w \tag{1}$$

onde: T é o autovetor normalizado;

w corresponde à soma das colunas da matriz de comparações para cada critério.

Voltando novamente ao exemplo de Teknomo (2006), observando-se os valores das somas das colunas para cada critério mostrados no Quadro 5 e o resultado do autovetor no Quadro 7, obtém-se o autovalor ( $\lambda_{máx}$ ), indicado a seguir, de acordo com a equação (1):

$$\lambda_{max} = \frac{21}{5}(0,2833) + \frac{31}{21}(0,6434) + 13(0,0738) = 3,099$$
(2)

Observa-se que o valor de  $\lambda_{max} = 3,099$ , está próximo do número da ordem da matriz de comparações paritárias (n = 3) no exemplo das frutas.

b) Calcula-se o *"índice de consistência"* (IC). O índice de consistência de uma matriz de comparações paritárias indica quanto o autovalor está afastado do valor teórico esperado n, logo esse desvio é dado pela expressão  $(\lambda_{máx} - n)$ . Essa diferença é medida em relação ao número de graus de liberdade da matriz (n - 1). Assim, o índice de consistência é dado pela equação (3), a seguir;

$$IC = (\lambda_{max} - n)/(n - 1)$$
(3)

c) Calcula-se a "razão de consistência" (RC). Para se determinar a razão de consistência (RC), o índice de consistência (IC) é comparado com o "índice de consistência aleatória" (CA) para determinar se o grau de consistência é satisfatório. O índice de consistência aleatória também é denominado de "índice randômico" (IR), por outros autores.

O índice de consistência aleatória (CA) representa o valor que seria obtido em uma matriz de comparações paritárias de ordem n em que não fossem realizados julgamentos lógicos, preenchendo-se os elementos com valores aleatórios. Saaty (1980) calculou o índice de consistência aleatória para uma amostra de 500 matrizes recíprocas positivas, de ordem de até 11 por 11, geradas aleatoriamente, encontrando os valores apresentados no Quadro 8.

Quadro 8 - Valores de consistência aleatória (CA) em função da ordem da matriz (Saaty, 1980).

| n  | 1 | 2 | 3    | 4   | 5    | 6    | 7    | 8    | 9    | 10   | 11   |
|----|---|---|------|-----|------|------|------|------|------|------|------|
| CA | 0 | 0 | 0,58 | 0,9 | 1,12 | 1,24 | 1,32 | 1,41 | 1,45 | 1,49 | 1,51 |

A razão de consistência permite analisar o grau de violação da proporcionalidade e transitividade dos julgamentos do decisor. É calculada conforme equação (4), a seguir:

$$RC = IC/CA \tag{4}$$

A razão de consistência (RC) é aceitável para valores menores ou iguais a 0,10 (10%). Para valores maiores que 0,10, podem existir sérias inconsistências nos julgamentos e o resultado da aplicação do AHP pode ser considerado "pobre" (incoerente). Neste caso, sugere-se a revisão da matriz de comparações no intuito de rever os julgamentos, buscando torná-los consistentes (Saaty, 1990).

No exemplo de Teknomo (2006) o resultado da razão de consistência (RC) foi 8,53% (<10%), indicando que os valores dos pesos atribuídos aos critérios estão consistentes.

Boritz (1992) aponta como um dos pontos fortes mais significativos do método AHP a capacidade de medir o grau de consistência presente nos julgamentos par a par e, desse modo, ajudar a assegurar que somente ordenações justificáveis sejam usadas como a base para avaliações.

#### 3.2 – Valoração global

A valoração global de cada uma das alternativas é realizada segundo o método da soma ponderada (Saaty, 1980), expresso pela equação (5):

$$V(a) = \sum_{j=1}^{n} p_{j} v_{j}(a), com \sum_{j=1}^{n} p_{j} = 1 \ e \ 0 < p_{j} < 1 \ (j = 1,...n)$$
(5)

onde: V(a) corresponde ao valor global da alternativa analisada;

p<sub>i</sub> corresponde à importância relativa do critério *j* e;

v<sub>i</sub> ao nível de preferência da alternativa analisada no critério *j*.

Segundo Ensslin *et al.* (2001) em um modelo considerado "estável", ou seja, bem estruturado, pequenas alterações na atribuição dos pesos não modificam significativamente os resultados.

Com a execução de todos os procedimentos descritos anteriormente obtêm-se subsídios consistentes para a tomada de decisão em relação a um problema complexo.

Existem no mercado alguns softwares, que implementam o método AHP e promovem a simplificação do processo de avaliação e a execução dos cálculos matriciais e dos índices de consistência (Choirat e Seri, 2001; Saunders, 1994). Entretanto, existem análises simples, como é o caso do estudo em foco, em que é possível executar os cálculos matriciais e os índices de consistência por meio de um programa de estruturação de planilhas, como exemplo, o *Microsoft Excel*.

# 4 – MÉTODO E ETAPAS DO TRABALHO

As principais etapas de trabalho desenvolvidas neste estudo estão identificadas na Figura 2.

#### 4.1 – Estruturação da planilha de análise de perigo de escorregamento com o método AHP

O método AHP foi definido como procedimento básico para o desenvolvimento da análise de perigo de escorregamento em áreas urbanas precárias. Apesar de existir programas de AHP disponíveis, inclusive com licença livre, optou-se por estruturar os procedimentos desta técnica em um ambiente de planilha eletrônica do programa Excel (*Microsoft*). Este programa foi escolhido devido



Fig. 2 – Fluxograma com as principais etapas do trabalho.

a sua ampla disseminação, facilidade de uso e possibilidade de ser incorporado em dispositivos portáteis como *"tablet"*, podendo ser utilizado diretamente nos trabalhos de campo.

Cada planilha de análise de perigo de escorregamento é composta por quatro tabelas principais: entrada de dados, chave de ponderação, índice de perigo e classificação do perigo. As três primeiras tabelas são estruturadas para cada área mapeada. A quarta tabela denominada de classificação do perigo agrega todas as áreas mapeadas, ou seja, todos os setores de perigo. As tabelas são descritas a seguir:

#### - Entrada de Dados

Esta tabela foi elaborada para armazenar os dados do levantamento de campo que no mapeamento de risco do Instituto Geológico (SMA, 2006) foram identificados em fichas de campo. É composta dos dados de localização, área de estudo, data, equipe de campo, processos identificados, indicadores de perigo, consequências (correspondendo ao número de moradias ameaçadas), números e datas das fotos aéreas, registros fotográficos de campo e dados de GPS (*Global Positioning System*), conforme apresentado no Quadro 9. Além destes dados foi inserida uma coluna onde foram transportados os resultados obtidos na análise de perigo (índice e grau) com a aplicação do método AHP.

Quadro 9 – Exemplo da tabela em Excel da entrada de dados obtidos no levantamento de campo.

|       |                |          | ANA                   | LISE DE | PERIGO -          | ENTRADA | DE DADOS - I | EVANTAMENTO DE | CAMPO                  |                 |             |     |
|-------|----------------|----------|-----------------------|---------|-------------------|---------|--------------|----------------|------------------------|-----------------|-------------|-----|
| ÁRE   | A DE ESTUDO:   |          | A1                    |         |                   |         |              |                |                        | FICHA No:       |             | 1   |
| OE    | BSERVAÇÕES:    |          |                       |         |                   |         |              |                |                        |                 |             |     |
|       |                |          | INDICADORES DE PERIGO |         | ANÁLISE DE PERIGO |         | CONSEQ       | ÜÊNCIAS        | CARTOGRAFIA - REGISTRO |                 |             |     |
| SETOR | ENCOSTA/TALUDE | PROCESSO | IP1                   | IP2     | IP3               |         |              |                |                        |                 |             |     |
|       |                | 1        |                       |         |                   | INDICE  | GRAU         | CASA_ALVENARIA | CASA_MADEIRA           | MAPA/FOTO AEREA | FOTOS CAMPO | GPS |
| A1_S1 |                |          |                       |         |                   |         |              |                |                        |                 |             |     |

Cada linha da tabela armazena um setor de análise de perigo definido com base na natureza da encosta/talude e nos tipos de processos de instabilização predominantes. No caso de ocorrerem mais de um processo no setor, a análise é feita para cada um desses processos.

Como forma de facilitar a identificação e o preenchimento dos dados durante os trabalhos de campo, foi acrescentada uma legenda dos indicadores de perigo com as respectivas classes, representadas por letras, conforme o Quadro 10. Essa legenda funciona como uma listagem de controle, utilizada na descrição em campo, dos processos identificados nos setores de perigo.

| Legenda dos Indicadores de Perigo |          |                 |                 |                 |                 |  |  |  |  |  |  |
|-----------------------------------|----------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|--|--|--|--|--|--|
| Encosta/Talude                    | Processo | IP1             | IP2             | IP3             | IP4             |  |  |  |  |  |  |
| E1                                | P1       | (C1a) Classe 1a | (C2a) Classe 2a | (C3a) Classe 3a | (C4a) Classe 4a |  |  |  |  |  |  |
|                                   |          | (C1b) Classe 1b | (C2b) Classe 2a | (C3b) Classe 3b | (C4b) Classe 4b |  |  |  |  |  |  |
|                                   |          | (C1c) Classe 1c | (C2c) Classe 2c | (C3c) Classe 3c | (C4c) Classe 4c |  |  |  |  |  |  |

Quadro 10 - Estruturação da legenda dos indicadores de perigo e suas respectivas classes.

#### - Chave de ponderação

Esta tabela armazena as classes dos indicadores de perigo e seus respectivos pesos de acordo com a natureza da encosta e os tipos de processos de escorregamentos. Para cada classe é atribuído uma letra associada a um número, indicada entre parênteses. Os pesos relativos das classes foram atribuídos utilizando o método do Processo de Análise Hierárquica (AHP), logo, foram definidos através do cálculo da matriz de decisão, conforme os procedimentos adotados pelo método AHP. O Quadro 11 indica como foi estruturada a tabela em *Excel* denominada chave de ponderação.

Quadro 11 - Estruturação da tabela em Excel denominada chave de ponderação.

| Chave de Ponderação |          |                 |       |                 |       |  |  |  |  |  |  |
|---------------------|----------|-----------------|-------|-----------------|-------|--|--|--|--|--|--|
| Encosta/Talude      | Processo | IP1             | Pesos | IP2             | Pesos |  |  |  |  |  |  |
| E1                  |          | (C1a) Classe 1a | P1a   | (C2a) Classe 2a | P2a   |  |  |  |  |  |  |
|                     | Р1       | (C1b) Classe 1b | P1b   | (C2b) Classe 2b | P2b   |  |  |  |  |  |  |
|                     |          | (C1c) Classe 1c | P1c   | (C2c) Classe 2c | P2c   |  |  |  |  |  |  |

### – Índice de perigo

Esta tabela contém os dados de entrada de uma área mapeada, na forma de letras, definidas na tabela chave de ponderação. Foi criada uma área dentro desta planilha onde os pesos correspondentes às letras são transportados da tabela da chave de ponderação.

Em seguida é efetuado o cálculo do índice de perigo (IP) com os valores numéricos dos pesos, conforme a seguinte fórmula de ponderação:

$$IP = \sum_{i=1}^{n} p_i x_i / 100$$
 (6)

onde: p = peso do condicionante do processo (indicador de perigo);

x = peso da classe do respectivo indicador de perigo.

O índice de perigo é calculado para cada natureza de encosta e tipo de processo de escorregamento, identificados nos setores analisados. Cada área mapeada contém uma tabela do IP. A hierarquização dos índices de perigo identificados nas áreas mapeadas é realizada na tabela de classificação do perigo descrita a seguir.

#### - Classificação do Perigo

A tabela de classificação geral do perigo foi estruturada com os dados do IP obtidos na tabela do índice de perigo de todas as áreas mapeadas, ou seja, aborda todos os setores.

A função desta tabela é classificar o perigo, em baixo, médio, alto e muito alto, os índices de perigo para cada natureza de encosta/talude e tipo de processos de escorregamento, identificados nos diversos setores das áreas mapeadas. Essa classificação foi realizada através da média aritmética dos índices de perigo calculados na tabela do índice de perigo.

Os critérios adotados para a classificação do índice de perigo (IP) foram dois:

a) a média aritmética (X) dos valores numéricos do índice de perigo, somada ou diminuída da metade do desvio padrão ( $\Delta$ ). Esse critério é representado pela equação (7), a seguir:

$$IP = \overline{X} \pm 1/2\Delta \tag{7}$$

b) presença de feições de instabilidade, classificando o perigo como "muito alto".

O Quadro 12, a seguir, apresenta os critérios adotados na classificação do índice de perigo.

| Índice de Perigo (IP)  | Grau de Perigo |
|--|----------------|
| $IP < \overline{X} - \frac{1}{2} \Delta$   | BAIXO          |
| $\overline{X}$ - $\frac{1}{2} \Delta \leq IP \leq \overline{X}$ + $\frac{1}{2} \Delta$ | MÉDIO          |
| $IP > \overline{X} + \frac{1}{2} \Delta$   | ALTO           |
| Presença de feições de instabilidade expressivas                                       | MUITO ALTO     |

Quadro 12 - Critérios adotados para a classificação do índice de perigo (IP).

#### 4.2 – Aplicação da planilha de análise de perigo na área de estudo

Nesta etapa, as áreas de risco de escorregamentos localizadas no município de São Sebastião (SP), foram mapeadas utilizando a planilha de análise de perigo com a incorporação do método AHP. Em cada uma das áreas adotou-se a seguinte sequência geral de etapas de trabalho: 1) Definição da natureza da encosta/talude e dos tipos de processos de escorregamentos nos setores de análise; 2) Seleção dos indicado-res de perigo e suas respectivas classes e; 3) Trabalhos de campo aplicando a planilha de análise de perigo.

Estas três etapas são descritas nos itens a seguir.

## 4.2.1 – Definições da natureza da encosta/talude e dos tipos de processos de escorregamentos nos setores de análise

As definições da natureza da encosta/talude e dos tipos de processos de escorregamentos foram realizadas com base nos trabalhos de campo e em referências bibliográficas. Além disso, foram ela-

boradas de tal forma que o resultado da aplicação do método AHP apresentasse rapidez e facilidade na interpretação, sem prejudicar a qualidade da análise.

A natureza da encosta/talude identificada nos setores de análise das seis áreas mapeadas foi definida em quatro tipos:

- Encosta natural;
- Talude de corte em solo/rocha;
- Bloco rochoso;
- Talude de aterro

Os processos de escorregamentos foram agrupados nos seguintes tipos básicos conforme a natureza da encosta/talude:

- Escorregamento raso em encosta natural;
- Escorregamento de solo e rocha em talude de corte;
- Rolamento/desplacamento de blocos rochosos;
- Escorregamento em aterro (solo, entulho/lixo).

O tipo de processo contemplado em cada setor analisado foi o predominante. Quando foram observados mais de um tipo de processo com potencial elevado de ocorrência no mesmo setor (escorregamentos de solo e de rocha em taludes de corte, por exemplo), a análise de perigo foi realizada para ambos, sendo adotado o maior valor do índice de perigo para o setor.

#### 4.2.2 – Seleção dos indicadores de perigo e suas respectivas classes

Os condicionantes geológico-geotécnicos e ambientais dos processos de escorregamentos foram denominados de indicadores de perigo, sendo agrupados em tipos e classes específicas. Após a seleção dos indicadores de perigo foram atribuídos pesos relativos a cada um deles com aplicação do método AHP, conforme as três etapas de desenvolvimento do método sugerido por Teknomo (2006).

A Figura 3 ilustra a estruturação dos tipos (nível hierárquico 1) e classes (nível hierárquico 2) de indicadores de perigo adotados para análise e mapeamento dos setores de perigo. O procedimento de atribuição de pesos relativos com a aplicação do método foi realizado para os dois níveis hierárquicos dos indicadores de perigo. A Figura 4 ilustra um exemplo deste procedimento para o nível hierárquico 1 dos indicadores de perigo: declividade versus uso/cobertura do solo.



Fig. 3 – Estruturação dos níveis hierárquicos para a aplicação do Método AHP.



Fig. 4 – Exemplo da Escala Fundamental de Saaty na comparação par a par da declividade e do uso/cobertura do solo para o processo de escorregamento raso de solo em encosta natural.

Seguindo-se a sequência de aplicação do método AHP foram realizadas as operações de normalização dos pesos relativos nas matrizes de comparação obtendo o vetor de prioridades ou autovetor, o qual fornece o peso relativo de cada indicador de perigo expresso em percentagens. A comparação par a par apresentada na Figura 4 está marcada em cinza na matriz de decisão AHP indicada no Quadro 13.

Quadro 13 – Exemplo da estruturação da matriz de decisão AHP para o processo de escorregamento raso de solo em encostas naturais. As marcações em cinza indicam a comparação par a par exemplificada na Figura 4.

| Cálculos AHP - tamanho | 7 x 7     |             | ESCORREGAMENTO RASO EM ENCOSTAS NATURAIS |                   |                  |          |                     |  |  |  |  |
|------------------------|-----------|-------------|--|-------------------|------------------|----------|---------------------|--|--|--|--|
| Matriz Recíproca       |           |             |  |                   |                  |          |                     |  |  |  |  |
| Indicadores de perigo  | Amplitude | Declividade | Uso/cobertura                            | Nível d'água (NA) | Água superficial | Material | Estrutura Geológica |  |  |  |  |
| Amplitude              | 1         | 1/5         | 1/3                                      | 1/3               | 2                | 2        | 5                   |  |  |  |  |
| Declividade            | 5         | 1           | 3  | 3                 | 2                | 5        | 7                   |  |  |  |  |
| Uso/cobertura          | 3         | 1/3         | 1  | 2                 | 2                | 5        | 5                   |  |  |  |  |
| Nível d'água (NA)      | 3         | 1/3         | 1/2                                      | 1                 | 3                | 3        | 8                   |  |  |  |  |
| Água superficial       | 1/2       | 1/2         | 1/2                                      | 1/3               | 1                | 3        | 5                   |  |  |  |  |
| Material               | 1/2       | 1/5         | 1/5                                      | 1/3               | 1/3              | 1        | 3                   |  |  |  |  |
| Estrutura Geológica    | 1/5       | 1/7         | 1/5                                      | 1/8               | 1/5              | 1/3      | 1                   |  |  |  |  |

Como última etapa da definição dos pesos relativos dos indicadores de perigo foi realizada a análise de consistência dos pesos atribuídos, através da Razão de Consistência (RC). Conforme apresentado anteriormente, os julgamentos, ou seja, as atribuições dos pesos são aceitáveis quando a Razão de Consistência (RC) for igual ou inferior a 10%. No caso da obtenção de um valor de RC maior do que 10%, a atribuição de pesos é refeita.

Os indicadores de perigo e suas respectivas classes foram definidos de acordo com os tipos de encosta/talude presentes na área de estudo e associados aos tipos de processos esperados ou ocorridos, conforme indicado no Quadro 14.

Quadro 14 - Indicadores de perigo e suas respectivas classes de acordo com os tipos de encosta/talude e processos.

| Encosta/Talude | Processo        | Amplitude  | Declividade   | Uso/Cobertura           | Nível d'água            | Agua Superficial           | Material               | Estrutura Geológica                   |
|----------------|-----------------|--|---|-------------------------|-------------------------|----------------------------|------------------------|---------------------------------------|
|                |                 | (A1) ≤10 m   | (D1) ≤17*   | (U1) - Arbórea          | (NA1) Não observado     | (AS1) - Concentração baixa | (M1) - Solo Residual   | (NO) - Não observada                  |
|                |                 | (A2) 10 <a520 m<="" td=""><td>(D2) 17°<d530< td=""><td>(U2) - Arbustiva</td><td>(NA2) Surgência</td><td>(AS2) - Concentração média</td><td>(M2)- Depósito Natural</td><td>(E1) - Favorável à estabilidade</td></d530<></td></a520> | (D2) 17° <d530< td=""><td>(U2) - Arbustiva</td><td>(NA2) Surgência</td><td>(AS2) - Concentração média</td><td>(M2)- Depósito Natural</td><td>(E1) - Favorável à estabilidade</td></d530<> | (U2) - Arbustiva        | (NA2) Surgência         | (AS2) - Concentração média | (M2)- Depósito Natural | (E1) - Favorável à estabilidade       |
| Natural        | Escorregamento  | (A3) >20 m   | (D3) >30"   | (U3) - Campo/Cultura    |                         | (AS3) - Concentação alta   |                        | (E2) - Desfavorável à estabilidade    |
|                | raso            |  |   | (U4) - Cobertura urbana |                         | (AS4) - Linha de drenagem  |                        |                                       |
|                |                 |  |   | (U5) - Solo exposto     |                         | (1997) (1997)<br>(1997)    |                        | 1                                     |
|                |                 | (A1) ≤2 m  | (D1) ≤17°   | (U1) - Arbórea          | (NA1) Não observado     | (AS1) - Concentração baixa | (M1) - Solo Residual   | (NO) - Não observada                  |
|                |                 | (A2) 2 <a≤5 m<="" td=""><td>(D2) 17*<d530< td=""><td>(U2) - Arbustiva</td><td>(NA2) Surgência</td><td>(AS2) - Concentração média</td><td>(M2)- Depósito Natural</td><td>(E1) - Favorável à estabilidade</td></d530<></td></a≤5>    | (D2) 17* <d530< td=""><td>(U2) - Arbustiva</td><td>(NA2) Surgência</td><td>(AS2) - Concentração média</td><td>(M2)- Depósito Natural</td><td>(E1) - Favorável à estabilidade</td></d530<> | (U2) - Arbustiva        | (NA2) Surgência         | (AS2) - Concentração média | (M2)- Depósito Natural | (E1) - Favorável à estabilidade       |
| Corte          | Escorregamento  | (A3) 5 <a≤10 m<="" td=""><td>(D3) 30<d560*< td=""><td>(U3) - Campo/Cultura</td><td></td><td>(AS3) - Concentação alta</td><td>(M3) - Rocha Alterada</td><td>(E2) - Desfavorável à estabilidade</td></d560*<></td></a≤10>            | (D3) 30 <d560*< td=""><td>(U3) - Campo/Cultura</td><td></td><td>(AS3) - Concentação alta</td><td>(M3) - Rocha Alterada</td><td>(E2) - Desfavorável à estabilidade</td></d560*<>           | (U3) - Campo/Cultura    |                         | (AS3) - Concentação alta   | (M3) - Rocha Alterada  | (E2) - Desfavorável à estabilidade    |
|                | raso solo/rocha | (A4) >10 m   | (D4) D>60°  | (U4) - Cobertura urbana |                         | (AS4) - Linha de drenagem  | (M4) - Rocha Sã        |                                       |
|                |                 |  |   | (U5) - Solo exposto     |                         |                            |                        |                                       |
|                |                 | (A1) ≤10 m   | (D1) ≤17°   | (U1) - Arbórea          | (NA1) Não observado     | (AS1) - Concentração baixa | (M1) - Solo Residual   | (NO) - Não observada                  |
|                |                 | (A2) 10 <a520 m<="" td=""><td>(D2) 17"<d530< td=""><td>(U2) - Arbustiva</td><td>(NA2) Surgência</td><td>(AS2) - Concentração média</td><td>(M2)- Depósito Natural</td><td>(E1) - 1 família de fratura</td></d530<></td></a520>     | (D2) 17" <d530< td=""><td>(U2) - Arbustiva</td><td>(NA2) Surgência</td><td>(AS2) - Concentração média</td><td>(M2)- Depósito Natural</td><td>(E1) - 1 família de fratura</td></d530<>     | (U2) - Arbustiva        | (NA2) Surgência         | (AS2) - Concentração média | (M2)- Depósito Natural | (E1) - 1 família de fratura           |
| Bloco Rochoso  | Rolamento/      | (A3) >20 m   | (D3) 30 <d560"< td=""><td>(U3) - Campo/Cultura</td><td></td><td>(AS3) - Concentação alta</td><td>(M3) - Rocha Alterada</td><td>(E2) - 2 ou mais famílias de fraturas</td></d560"<>        | (U3) - Campo/Cultura    |                         | (AS3) - Concentação alta   | (M3) - Rocha Alterada  | (E2) - 2 ou mais famílias de fraturas |
|                | Desplacamento   |  | (D4) D>60°  | (U4) - Cobertura urbana |                         | (AS4) - Linha de drenagem  | (M4) - Rocha Sã        |                                       |
|                |                 |  | Set.  | (U5) - Solo exposto     |                         |                            | 0.0                    | · · · · · · · · · · · · · · · · · · · |
|                |                 | (A1) ≤2 m  | (D1) ≤17°   | (U1) - Arbórea          | (NA1) Não observado     | (AS1) - Concentração baixa | (M1) Solo              | 2                                     |
|                |                 | (A2) 2 <a55 m<="" td=""><td>(D2) 17*<d530< td=""><td>(U2) - Arbustiva</td><td>(NA2) Surgência</td><td>(AS2) - Concentração média</td><td>(M2) Lixo/Entulho</td><td></td></d530<></td></a55>  | (D2) 17* <d530< td=""><td>(U2) - Arbustiva</td><td>(NA2) Surgência</td><td>(AS2) - Concentração média</td><td>(M2) Lixo/Entulho</td><td></td></d530<>                                     | (U2) - Arbustiva        | (NA2) Surgência         | (AS2) - Concentração média | (M2) Lixo/Entulho      |                                       |
| Aterro         | Escorregamento  | (A3) 5 <a≤10 m<="" td=""><td>(D3) D&gt;30"</td><td>(U3) - Campo/Cultura</td><td>and the solution of the</td><td>(AS3) - Concentação alta</td><td>(M3) Misto</td><td></td></a≤10>   | (D3) D>30"  | (U3) - Campo/Cultura    | and the solution of the | (AS3) - Concentação alta   | (M3) Misto             |                                       |
|                |                 | (A4) >10 m   |   | (U4) - Cobertura urbana |                         | (AS4) - Linha de drenagem  |                        |                                       |
|                |                 |  |   | (U5) - Solo exposto     |                         |                            |                        |                                       |

| Quadro 14 (continuação) - | <ul> <li>Indicadores</li> </ul> | de perigo   | e suas  | respectivas | classes | de acordo | com | os tipo | s |
|---------------------------|---------------------------------|-------------|---------|-------------|---------|-----------|-----|---------|---|
|                           | de er                           | ncosta/talu | ide e p | processos.  |         |           |     |         |   |

| Encosta/Talude | Processo                    | Contato  | Ângulo do plano basal   | Forma Geométrica                                      | Área de contato                      |
|----------------|-----------------------------|--|---|---|--------------------------------------|
| Bloco Rochoso  | Rolamento/<br>Desplacamento | (C1)Rocha/Rocha liso<br>(C2)Rocha/Rocha preenchido<br>(C3)Rocha/Solo | (B1) 0 <p≤15°<br>(B2) 15°<p≤35°<br>(B3) &gt;35°</p≤35°<br></p≤15°<br> | (F1) Lasca<br>(F2) Laje<br>(F3) Arredondada ou cúbica | (AC1) Area maior<br>(AC2) Area menor |

A seleção dos tipos de indicadores de perigo, apoiou-se nos trabalhos de Cerri (1993); Macedo (2001) e nos trabalhos de mapeamento de áreas de risco de escorregamentos em encostas urbanas com abordagem qualitativa, descritos em: FUNDUNESP (2003), Cerri *et al.* (2004, 2007), Canil *et al.* (2004), Macedo *et al.* (2004a, 2004b), Faria *et al.* (2005) e Santoro *et al.* (2005).

A seleção das classes de indicadores de perigo foi realizada com base nos trabalhos de Yoshikawa (1997), Macedo (2001), FUNDUNESP (2003) e SMA (2006).

### 4.2.3 – Trabalhos de campo aplicando a planilha de análise de perigo

Os trabalhos de campo se desenvolveram nos meses de maio e julho de 2009, com o objetivo de identificar a tipologia dos processos associados a escorregamentos, os indicadores de perigo e suas respectivas classes para a aplicação do método AHP. O mapeamento de perigo de escorregamento das áreas selecionadas foi realizado aplicando as tabelas estruturadas na planilha de análise de perigo.

Os setores de perigo foram delimitados utilizando fotografias aéreas digitais (sobrevoo) coloridas impressas nas escalas entre 1:1.000 a 2.000, datadas de 2001. Além destas fotos, foram utilizados outros documentos e mapas disponíveis para área como documentos de apoio e consulta (carta geotécnica, relatórios de atendimento de emergências associadas a deflagração de escorregamentos, entre outros).

Para a preparação das fotos aéreas para a delimitação dos setores de perigo foi utilizado o Sistema de Informação Geográfica – SIG Arcgis 9.3. No SIG foram geradas bases cartográficas com as fotos aéreas digitais para cada área mapeada, as quais foram exportadas para o formato de arquivos de imagem do tipo jpg (joint photographic group), que podem ser editados por programas comuns e facilmente disponíveis como Microsoft Power Point, Paint, Corel Draw, entre outros.

No zoneamento do perigo, a delimitação dos setores em campo foi realizada com base nos seguintes procedimentos:

- pré-setorização a uma distância que possibilitasse a visão geral do cenário de risco, observando o relevo e a forma de ocupação da área a ser mapeada. Nesta etapa foram considerados: a posição da ocupação em relação a encosta (topo, meia-encosta e base, com possibilidades de queda; queda ou atingimento e atingimento, respectivamente), forma do perfil da encosta (retilínea, convexa, côncava, côncava-convexa), identificação da tipologia dos processos esperados e a delimitação da área possível de ser afetada pelo processo;
- setorização em escala de detalhe, verificando localmente as observações realizadas à distância e identificando os indicadores de perigo e as feições de instabilidade em cada setor.

Destaca-se que no zoneamento são delimitados setores com moradias em situação de perigo similar, o que permite a homogeneização dessas condições de perigo para um dado setor. Portanto, não é aconselhável delimitar setores extensos, evitando generalizações.

A forma de preenchimento da ficha de campo foi realizada diretamente na planilha *Excel*, por meio de um *tablet*.

Os índices de perigo foram obtidos pela ponderação dos pesos relativos dos indicadores de perigo conforme a equação 6. A classificação e hierarquização final dos setores em baixo, médio, alto e muito alto perigo de escorregamentos foi realizada conforme os critérios matemáticos definidos no Quadro 12.

#### 4.3 – Aplicação da planilha de análise de perigo utilizando a opinião de especialistas

Como forma de se avaliar os resultados da análise de perigo, foram escolhidos três especialistas em mapeamento de áreas de risco de escorregamentos para realizarem a atribuição dos pesos nos julgamentos paritários da matriz de decisão AHP.

Na realização desta etapa, foram considerados os mesmos indicadores de perigo e suas respectivas classes, adotados neste trabalho. Assim como, foram consideradas as mesmas observações dos indicadores de perigo de escorregamentos realizadas nos trabalhos de campo nas seis áreas mapeadas. Portanto, os três especialistas utilizaram:

- a Escala de Saaty na comparação par a par dos indicadores e suas respectivas classes de atributos;
- os mesmos indicadores e suas respectivas classes, descritos neste trabalho;
- as mesmas observações realizadas no levantamento de campo de 2009, ou seja, os mesmos dados de entrada, incluindo a mesma setorização, para a realização da análise de perigo.

As matrizes de decisão AHP foram estruturadas conforme os julgamentos paritários dos três especialistas. Em seguida, a planilha de análise de perigo correspondente à opinião de cada especialista foi aplicada para as seis áreas mapeadas. Finalmente, os resultados da análise de perigo dos especialistas foram comparados na forma de tabelas para cada área mapeada.

## 5 – ÁREA DE ESTUDO

A área definida para a aplicação da metodologia de mapeamento de perigo com a utilização do método AHP foi o município de São Sebastião (SP).

Os escorregamentos ocorridos nas encostas urbanas do município de São Sebastião, assim como na região do Litoral Norte, estão relacionados a taludes de cortes e aterros lançados, configurando-se em escorregamentos que mobilizam pouco volume de material. No entanto, são volumes suficientes para causar danos às pessoas e bens.

No universo de 19 áreas mapeadas pelo IG-SMA neste município, em 2005, foram selecionadas 6 áreas para realizar o mapeamento com a aplicação do método AHP, conforme apresentado na Figura 5. Essas áreas são representativas dos processos de escorregamentos descritos na classificação adotada (Augusto Filho, 1992) e correspondem a 21 setores de perigo identificados e mapeados. A definição destas áreas também foi norteada pelas recomendações da "Carta de Risco a Movimentos de Massa e Inundação" (SMA, 1996).



Fig. 5 – Localização da área de estudo (a) localização do município de São Sebastião no Estado de São Paulo; (b) indicação das seis áreas de risco de escorregamentos.

## 6 - RESULTADOS

#### 6.1 - Aplicação do método AHP

A Figura 6 apresenta os resultados dos cálculos da matriz de decisão AHP e a análise de sensibilidade para o processo de escorregamento raso de solo em encostas naturais. Este procedimento foi realizado para todos os indicadores de perigo e suas respectivas classes, conforme a natureza da encosta/talude e os tipos de processo.

| Cálculos AHP - tamanho 7 | x7            |                |               | ESCORREGA         | AMENTO RASO EM   | IATURAIS |                     |           |                     |
|--------------------------|---------------|----------------|---------------|-------------------|------------------|----------|---------------------|-----------|---------------------|
| Matriz Reciproca         |               |                |               |                   |                  |          |                     |           |                     |
| Indicadores de perigo    | Amplitude     | Declividade    | Uso/cobertura | Nível d'água (NA) | Água superficial | Material | Estrutura Geológica | ]         |                     |
| Amplitude                | 1             | 1/5            | 1/3           | 1/3               | 2                | 2        | 5                   |           |                     |
| Declividade              | 5             | 1              | 3             | 3                 | 2                | 5        | 7                   |           |                     |
| Uso/cobertura            | 3             | 1/3            | 1             | 2                 | 2                | 5        | 5                   |           |                     |
| Nível d'água (NA)        | 3             | 1/3            | 1/2           | 1                 | 3                | 3        | 8                   |           |                     |
| Água superficial         | 1/2           | 1/2            | 1/2           | 1/3               | 1                | 3        | 5                   |           |                     |
| Material                 | 1/2           | 1/5            | 1/5           | 1/3               | 1/3              | 1        | 3                   |           |                     |
| Estrutura Geológica      | 1/5           | 1/7            | 1/5           | 1/8               | 1/5              | 1/3      | 1                   |           |                     |
| SOMA                     | 13,20         | 2,71           | 5,73          | 7,13              | 10,53            | 19,33    | 34,00               | )         |                     |
| Matriz Normalizada       |               |                |               |                   |                  |          | SOMA                | AUTOVETOR |                     |
| 0,076                    | 0,074         | 0,058          | 0,047         | 0,190             | 0,103            | 0,147    | 0,695               | 9,93%     | Amplitude           |
| 0,379                    | 0,369         | 0,523          | 0,421         | 0,190             | 0,259            | 0,206    | 2,347               | 33,52%    | Declividade         |
| 0,227                    | 0,123         | 0,174          | 0,281         | 0,190             | 0,259            | 0,147    | 1,401               | 20,01%    | Uso/Cobertura       |
| 0,227                    | 0,123         | 0,087          | 0,140         | 0,285             | 0,155            | 0,235    | 1,253               | 17,90%    | Nível ď água (NA)   |
| 0,038                    | 0,185         | 0,087          | 0,047         | 0,095             | 0,155            | 0,147    | 0,754               | 10,77%    | Água superficial    |
| 0,038                    | 0,074         | 0,035          | 0,047         | 0,032             | 0,052            | 0,088    | 0,365               | 5,21%     | Material            |
| 0,015                    | 0,053         | 0,035          | 0,018         | 0,019             | 0,017            | 0,029    | 0,186               | 2,66%     | Estrutura Geológica |
| 1,000                    | 1,000         | 1,000          | 1,000         | 1,000             | 1,000            | 1,000    | 7,000               | 100,0%    |                     |
|                          | aut           | ovalor (λmáx)  | 7,6867        |                   |                  |          | n =                 | 7         |                     |
|                          | índice de con | sistência (IC) | 11,44%        |                   |                  |          |                     |           |                     |
|                          | razão de cons | istência (RC)  | 8,67%         | < 10%             |                  |          |                     |           |                     |

Fig. 6 – Matriz de decisão AHP, autovetor (pesos) e análise de sensibilidade dos indicadores de perigo para o processo de escorregamento raso de solo em encostas naturais.

Os pesos dos indicadores de perigo e suas respectivas classes resultantes dos cálculos da matriz de decisão AHP de acordo com a natureza da encosta/talude e os tipos de processos de escorregamentos são apresentados no Quadro 15.

Quadro 15 - Pesos dos indicadores de perigo e de suas respectivas classes com a aplicação do método AHP.

|                         |                                 |                                  |  |  |   | Peso  | s dos in   | ndicad   | lores de per   | igo e de                              | suas re                               | spectivas classes  |                                  |   |   |                                      |  |  |                                 |
|-------------------------|---------------------------------|----------------------------------|--|--|---|---|--|--|--|---------------------------------------|---------------------------------------|--|----------------------------------|---|---|--------------------------------------|--|--|---------------------------------|
| ENCOSTATALUDE           | PROCESSO                        |                                  | AMPLITUDE  | PESOS  | DECLI   | VIDADE  | PESOS  | 5 1  | USO COBERT   | TURA                                  | PESOS                                 | N.A.   | PESOS                            |   | AGUA SUPERFICIAL  | PESOS                                | •  | MATERIAL   | PESOS                           |
| NATURAL                 | ESCORREGAMENTO<br>DE SOLO       | RASO                             | (A1) ≤10 m<br>(A2) 10 <a≤20 m<br="">(A3) &gt;20 m</a≤20>                                   | 6,69<br>22<br>71,32  | (D1) 51<br>(D2) 17<br>(D3) >3                                     | 7'<br>' <d530'<br>0'</d530'<br>   | 6,61<br>23<br>71,33  | 0 (U1)<br>2 (U2)<br>2 (U3)<br>(U4)<br>(U5)                       | - ARBÓREA<br>- ARBUSTIV<br>- CAMPOICU<br>- COBERTU<br>- SOLO EXP     | VA<br>ULTURA<br>RA URB                | 3,72<br>6,7<br>14,22<br>21,16<br>54,2 | (NA1) NÃO OBS.<br>(NA2) SURGÊNC  | A 90                             | (AS1)<br>(AS2)<br>(AS3)<br>(AS4)  | - CONCENTRAÇÃO BAIX<br>- CONC. MÉDIA<br>- CONC. ALTA<br>- LINHA DE DRENAGEM | 4,48<br>9,85<br>24,09<br>61,57       | (M1)<br>(M2)-  | - S.RESIDUAL<br>DEPÓSITO NATURAI                                   | 12,5<br>L 87,5                  |
| CORTE                   | RTE ESCORREGAMENTO<br>SOLOROCHA |                                  | (A1) 52 m<br>(A2) 2 <a55 m<br="">(A3) 5<a510 m<br="">(A4) &gt;10 m</a510></a55>            | 5,69<br>12,19<br>26,33<br>55,79  | (D1) 51<br>(D2) 17<br>(D3) 30<br>(D4) D>                          | 7'<br>' <d530'<br>60'</d530'<br>  | 4,35<br>12,37<br>27,00<br>56,11  | 5 (U1)<br>7 (U2)<br>9 (U3)<br>9 (U4)<br>(U5)                     | - ARBÓREA<br>- ARBUSTIV<br>- CAMPOCL<br>- COBERTU<br>- SOLO EXP      | A<br>ULTURA<br>RA URB                 | 3,72<br>6,7<br>14,22<br>21,16<br>54,2 | (NA1) NÃO OBS.<br>(NA2) SURGÊNC  | A 90                             | (A51)<br>(A52)<br>(A53)<br>(A54)  | - CONCENTRAÇÃO BAIX<br>- CONC. MÉDIA<br>- CONC. ALTA<br>- LINHA DE DRENAGEM | 4,48<br>9,85<br>24,09<br>61,57       | (M1)<br>(M2)-<br>(M3)<br>(M4)                                      | - S.RESIDUAL<br>DEPÓSITO NATURAI<br>- ROCHA ALTERADA<br>- ROCHA SĂ | 21,04<br>48,13<br>21,04<br>9,79 |
| BLOCO ROCHOSO ROLAMENTO |                                 | то                               | (A1) ≦10 m<br>(A2) 10 <a≦20 m<br="">(A3) &gt;20 m</a≦20>                                   | 6,69 (D1) ±17'<br>22 (D2) 17' <d±30'<br>71,32 (D3) 30<d±60'<br>(D4) D&gt;60'</d±60'<br></d±30'<br> |   | 4,31<br>12,31<br>27,05<br>56,15   | 5 (U1)<br>7 (U2)<br>9 (U3)<br>9 (U4)<br>(U5)   | - ARBÓREA<br>- ARBUSTIV<br>- CAMPOICU<br>- COBERTU<br>- SOLO EXP | A<br>ULTURA<br>RA URB<br>POSTO                                       | 3,72<br>6,7<br>14,22<br>21,16<br>54,2 | (NA1) NÃO OBS.<br>(NA2) SURGÊNC       | A 96   | (AS1)<br>(AS2)<br>(AS3)<br>(AS4) | - CONCENTRAÇÃO BAIX<br>- CONC. MÉDIA<br>- CONC. ALTA<br>- LINHA DE DRENAGEM | 4,48<br>9,85<br>24,05<br>61,57  | (M1)<br>(M2)-<br>(M3)<br>(M4)        | - S.RESIDUAL<br>DEPÓSITO NATURAI<br>- ROCHA ALTERADA<br>- ROCHA SĂ | 5,55<br>54,46<br>22,96<br>17,08                                    |                                 |
| ATERRO EBCORREGAMENTO   |                                 | то                               | (A1) ≤2 m<br>(A2) 2 <a≤5 m<br="">(A3) 5<a≤10 m<br="">(A4) &gt;10 m</a≤10></a≤5>            | 5,69<br>12,19<br>26,33<br>55,79  | 5,69 (01) 517<br>12,19 (02) 17 × 0530<br>26,33 (03) D>30<br>55,79 |   | 6,69 (U1) - ARBOREA<br>22 (U2) - ARBUSTIVA<br>71,32 (U3) - CAMPOCULTURA<br>(U4) - COBERTURA URB<br>(U5) - SOLO EXPOSTO |  | 3,72 (NA1) NÃO OBS.<br>6,7 (NA2) SURGÊNCIA<br>14,22<br>21,16<br>54,2 |                                       | A 90                                  | 10 (AS1) - CONCENTRAÇÃO BAIXA<br>90 (AS2) - CONC. MÍDIA<br>(AS3) - CONC. ALTA<br>(AS4) - LINHA DE DRENAGEM |                                  | 4,48 (M1) SOLO<br>9,85 (M2) LIXO/ENTULHO<br>24,09 (M3) MISTO<br>61,57       |   | 11,5<br>40,55<br>47,96               |  |  |                                 |
|                         |                                 |                                  |  |  |   |   | sos dos  | indic  | adores de pe   | erigo e su                            | as resp                               | ectivas classes  |                                  |   |   |                                      |  |  |                                 |
| ENCOSTA/TALUDE          | PROCESSO                        |                                  | ESTRIGEOLO   | GICA   | -   | PESOS   |  | co   | NTATO  | PI                                    | ESOS .                                | ANG. DO PLANO B  | SAL PES                          | 05  | FORMA GEOMETRICA  | -                                    | 1905   | AREA DE CONTATO  | PESOS                           |
| NATURAL                 | ESCORREGAMENTO<br>RASO          | (E1) - F<br>(E2) - D             | 3) - NAO OBSERVADA<br>() - FAVORÁVEL À ESTABILIDADE<br>2) - DESFAVORÁVEL À ESTABILIDADE    |  | 18,04<br>74,82  |   |  |  |  |                                       |                                       |  |                                  |   |   |                                      |  |  |                                 |
| CORTE                   | ESCORREGAMENTO<br>SOLO/ROCHA    | (NO) - N<br>(E1) - F<br>(E2) - D | - NÃO OBSERVADA<br>- FAVORÁVEL À ESTABILIDADE<br>- DESFAVORÁVEL À ESTABILIDADE             |  | 7,14<br>18,04<br>74,82  |   |  |  | 1  |                                       |                                       |  | ľ                                |   | 1   |                                      |  |  |                                 |
| BLOCO ROCHOSO           | ROLAMENTO<br>DESPLACAMENTO      | (NO)- N<br>(E1) - 1<br>(E2) - 2  | NO)- NÃO OBSERVADA<br>(E1) - 1 FAMÍLIA DE FRATURA<br>(E2) - 2 OU MAIS FAMÍLIAS DE FRATURAS |  | 6,69<br>22<br>71,32   | 6,69 (C1)ROCHAROCHA liso<br>22 (C2)ROCHAROCHA preenchido<br>71,32 (C3)ROCHABOLO |  | chido  | 6,41 (81) 0+P±15'<br>28,86 (82) 15'+P±35'<br>64,63 (83) >35'         |                                       | 7                                     | 6,69 (F1) LASCA<br>22 (F2) LAJE<br>71,32 (F3) ARREDONDADA OU COBI  |                                  | ICA   | 6,69<br>22<br>71,32   | (AC1) ÁREA MAJOR<br>(AC2) ÁREA MENOR | 10<br>90   |  |                                 |
| ATERRO                  | ESCORREGAMENTO                  |                                  |  |  |   |   |  |  |  |                                       |                                       |  |                                  |   |   |                                      |  |  |                                 |

#### 6.2 – Análise do Perigo

A análise do perigo compreendeu a determinação do Índice de Perigo (IP) e seu respectivo grau de perigo.

Os pesos dos indicadores de perigo e suas respectivas classes, obtidos para cada processo de escorregamento com a aplicação da matriz de decisão AHP, foram utilizados na determinação do Índice de Perigo (IP). Os IPs foram calculados para cada tipo de processo de escorregamento identificado nos setores de perigo durante os trabalhos de campo, conforme os procedimentos adotados para a estruturação da planilha de análise de perigo de escorregamento.

O grau de perigo foi dividido em quatro classes: muito alto, alto, médio e baixo, adotando-se os critérios descritos no Quadro 12.

A média aritmética foi calculada para os 41 valores do índice de perigo (IP) resultantes dos diferentes tipos de processos de escorregamentos identificados nos 21 setores de perigo mapeados, conforme mostra o Quadro 16, a seguir.

|                        |       |               |                             |  |                   | ANALISE DE PI | RIGO - RESULTADO |              |   |                   |             |                     |                      |  |
|------------------------|-------|---------------|-----------------------------|--|-------------------|---------------|------------------|--------------|---|-------------------|-------------|---------------------|----------------------|--|
| ÁREA                   |       | ENCOSTA       | PROCESSO                    | FEIÇÕES DE INSTABILIDADE<br>(F11) - SULCOS EROSIVOS<br>(F12) - TRINCAS DEGRAUS<br>(F12) - CECATRITES | ANALISE DE PERIGO |               | CONSEQUÊNCIAS    |              | CLASSICAÇÃO DO PERIGO<br>CRITÉRIO NUMÉRICO + MÉDIA ± (DESVIO/2) |                   |             |                     |                      |  |
|                        | SETOR |               |                             |  | INDICE            | GRAU          | CASA, ALVENARIA  | CASA MADEIRA | PERIOD MUITO AL   | TO = INDICE > MED | A E PRESENÇ | A DE FEIÇÕES DE INS | TABILIDADE-FI2 OU FI |  |
| AREA 1 -<br>Topolándia | A1 81 | BLOCO ROCHOSO | ROLAMENTO DESPLACAMENTO     | F12  | 39.84             | MUITO ALTO    | 16               | 4            | ALTO  | 32.43             | 10.89       | 27.19               | 38.04                |  |
|                        | A1 51 | CONTE         | ESCORREGAMENTO SOLO ROCHA   | FIQ  | 30.99             | MUITO ALTO    | 16               | 4            | MEDIO   |                   | . equi      |                     |                      |  |
|                        | A1 52 | CONTE         | ESCORREGAMENTO SOLO ROCHA   |  | 28.07             | MEDIO         | 64               | 0            | MEDIO   |                   |             |                     |                      |  |
|                        | A1 83 | BLOCO ROCHOSO | ROLAMENTO DESPLACAMENTO     |  | 25.04             | BAIXO         | 1                | 0            | BAIXO   |                   |             |                     |                      |  |
|                        | A2 51 | NATURAL       | ESCORREGAMENTO RASO DE SOLO |  | 38.75             | ALTO          | 10               | 2            | ALTO  |                   |             | VAR-CV coefficient  | e de variação        |  |
|                        | A2.51 | CORTE         | ESCORREGAMENTO SOLO ROCHA   |  | 30,13             | MEDIO         | 10               | 2            | MEDIO   |                   |             | 0,3337 +0,4         |                      |  |
| 1000                   | A2 52 | NATURAL       | ESCORREGAMENTO RASO DE SOLO |  | 38.75             | ALTO          | 15               |              | ALTO  |                   |             | Colores of a        |                      |  |
| AREA 2 -               | A2 52 | CONTE         | ESCORREGAMENTO SOLO ROCHA   |  | 30.15             | MEDIO         | 15               | 5            | MEDIO   |                   |             |                     |                      |  |
| Toque-Toque            | A2 52 | BLOCO BOCHOSO | BOLAMENTO DESPLACAMENTO     |  | 27.88             | MEDIO         | 15               | 1            | MEDIO   |                   |             |                     |                      |  |
| Pequene                | A2 53 | NATURAL       | ESCORREGAMENTO RASO DE SOLO |  | 11.50             | BAIXO         |                  | 1            | BAIXO   |                   |             |                     |                      |  |
|                        | A2 53 | CONTR         | ESCORREGAMENTO SOLO ROCHA   | 1  | 22.13             | BAIXO         |                  | 1            | BAIKO   |                   |             |                     |                      |  |
|                        | A2 83 | ATERRO        | ESCORREGAMENTO              |  | 17.42             | BAIXO         |                  | 3            | BAIKO   |                   |             |                     |                      |  |
|                        | A3 91 | NATURAL       | ESCORREGAMENTO RASO DE SOLO |  | 18.31             | BAIND         | 30               | 10           | BAIND   |                   |             |                     |                      |  |
|                        | A3 51 | CONTR         | ESCORREGAMENTO SOLO ROCHA   |  | 28.83             | MÉDIO         | 30               | 10           | MÉDIO   |                   |             |                     |                      |  |
| AREA 3 - Via           | A3 51 | ATERRO        | ESCORREGAMENTO              |  | 24.15             | BAIXO         | 30               | 10           | OXIAB   |                   |             |                     |                      |  |
| Balana                 | A3 52 | ATERNO        | ESCORREGAMENTO              | FID  | 31.54             | MUITO ALTO    | 1                | 0            | MEDIO   |                   |             |                     |                      |  |
|                        | A3 53 | NATURAL       | ESCORREGAMENTO RASO DE SOLO |  | 28.43             | MEDIO         | 15               |              | MEDIO   |                   |             |                     |                      |  |
|                        | A3 83 | CORTE         | ESCORREGAMENTO SOLO ROCHA   |  | 20.64             | BAIXO         | 15               |              | BAIXO   |                   |             |                     |                      |  |
|                        | A4 51 | CORTE         | ESCORREGAMENTO SOLO ROCHA   | FI2  | 43.67             | MUITO ALTO    | 32               | 0            | ALTO  |                   |             |                     |                      |  |
|                        | A4 51 | ATERRO        | ESCORREGAMENTO              | FI2  | 36.28             | MUITO ALTO    | 32               |              | MÉDIO   |                   |             |                     |                      |  |
| AREA 4 -               | A4 82 | NATURAL       | ESCORREGAMENTO RASO DE SOLO |  | 13.42             | BAINO         | 10               |              | BAIKO   |                   |             |                     |                      |  |
| Jugashy                | A4 52 | CORTE         | ESCORREGAMENTO SOLO ROCHA   |  | 14.47             | BAINO         | 10               |              | BAIRO   |                   |             |                     |                      |  |
|                        | A4 53 | CORTE         | ESCORREGAMENTO SOLO ROCHA   |  | 21.60             | BAINO         |                  |              | BAINO   |                   |             |                     |                      |  |
|                        | A4 54 | CORTE         | ESCORREGAMENTO SOLO ROCHA   |  | 28.63             | MEDIO         | 14               | 0            | MEDIO   |                   |             |                     |                      |  |
|                        | A5 51 | CONTR         | ESCORREGAMENTO SOLO ROCHA   |  | 46.12             | ALTO          | 4                | 0            | ALTO  |                   |             |                     |                      |  |
| 5                      | A5 57 | NATURAL       | ESCORREGAMENTO RASO DE SOLO |  | 38.20             | ALTO          |                  |              | ALTO  |                   |             |                     |                      |  |
| 5                      | A5 52 | CONTE         | ESCORREGAMENTO SOLO BOCHA   |  | 32.65             | MEDIO         |                  |              | MEDIO   |                   |             |                     |                      |  |
|                        | A5 52 | ATERRO        | ESCORREGAMENTO              |  | 28.09             | MEDIO         |                  | 0            | MEDIO   |                   |             |                     |                      |  |
| AREA 5 -               | 45 53 | CORTE         | ESCORREGAMENTO SOLO ROCHA   |  | 45.37             | ALTO          | 30               |              | 41.70   |                   |             |                     |                      |  |
| Itatinga               | A5 53 | BLOCO BOCHOSO | BOLAMENTO DESPLACAMENTO     |  | 40.95             | ALTO          | 30               | 0            | ALTO  |                   |             |                     |                      |  |
| 01.5                   | A5 54 | CORTE         | ESCORPEGAMENTO SOLO ROCHA   | 1  | 24.37             | MEDIO         | 30               |              | MEDIO   |                   |             |                     |                      |  |
|                        | A5 55 | NATURAL       | ESCORREGAMENTO BASO DE SOLO | 1  | 48.45             | ALTO          | 18               |              | ALTO  |                   |             |                     |                      |  |
|                        | A5 55 | CORTE         | ESCORREGAMENTO SOLO ROCHA   |  | 51.42             | ALTO          |                  |              | 4170  |                   |             |                     |                      |  |
| AREA 6 -               | 44.91 | NATURAL       | EXCORPEGAMENTO BASO DE SOLO |  | 40.00             | 41.70         | 40               |              | 41.70   |                   |             |                     |                      |  |
|                        | 44.51 | CORTE         | ESCORREGAMENTO SOLO ROCHA   |  | 33.44             | ALTO          | 60               |              | ALTO  |                   |             |                     |                      |  |
|                        | 40.51 | ATTERO        | ESCORRECAMENTO              |  | 28.05             | MEDIO         | 60               |              | MERICO  |                   |             |                     |                      |  |
|                        | 44.83 | MATURAL       | ERCORRECAMENTO RASO DE SOLO |  | 54.33             | MUNTO ALTO    |                  |              | 41.70   |                   |             |                     |                      |  |
|                        | 44 53 | CORTE         | ENCORPEGAMENTO SOL O ROCHA  | 102  | 55.92             | MULTO ALTO    |                  |              | 4170  |                   |             |                     |                      |  |
| Itatinga               | 44.43 | MATURAL       | ENCORPEGAMENTO RADO DE SOLO | -14  | 40.00             | 41 70         |                  |              | 4170  |                   |             |                     |                      |  |
|                        | 44 53 | CORTE         | ESCORREGAMENTO SOLO ROCHA   |  | 39.44             | 41.70         |                  |              | 41.70   |                   |             |                     |                      |  |
|                        | 44 53 | ATERRO        | ESCORE CAMERICO             |  | 28.08             | MEDIO         |                  |              | MEDIO   |                   |             |                     |                      |  |
|                        |       |               | E COMMENTO                  | 1  |                   | -2010         |                  |              |   |                   |             |                     |                      |  |

Quadro 16 - Resultados da análise de perigo realizada para os 41 índices de perigo.

De acordo com o Quadro 16, a média aritmética  $(\overline{X})$  dos 41 valores de índice de perigo foi 32,40 e o desvio padrão ( $\Delta$ ) foi 11,19. Para avaliar a variabilidade dos resultados em relação à média foi calculado o coeficiente de variação que representa a razão entre o desvio padrão e a média aritmética. O valor do coeficiente de variação foi 0,3453, ou seja, menor que 0,4 (40%), indicando homogeneidade dos dados (entre 5 e 40%, indica uma amostragem homogênea).

Portanto substituindo os valores da média e do desvio padrão na expressão de IP =  $\overline{X} \pm \frac{1}{2} \Delta$ , têm-se: IP = 32,40 ±  $\frac{1}{2}$  11,19, resultando nos valores de IP = 26,80 e IP = 37,99.

Os critérios utilizados na análise do perigo de escorregamento dos 21 setores resultantes do mapeamento com a aplicação do método AHP são apresentados no Quadro 17.

O Quadro 18, a seguir, mostra a correlação entre os critérios da classificação do risco no método de mapeamento de escorregamentos adotado pelo Ministério das Cidades (Quadro 2) e a classificação do perigo (índice e grau) no mapeamento com a aplicação do método AHP.

Ressalta-se que o grau de perigo muito alto foi definido de acordo com o método adotado pelo Ministério das Cidades, ou seja, com base na presença de evidências de instabilidade expressivas e presentes em grande número ou magnitude. Assim como nas demais classificações de perigo, nos setores classificados como perigo muito alto com a aplicação do método AHP, os condicionantes geológico-geotécnicos serão sempre analisados, sendo possível verificar a contribuição de cada um deles no desenvolvimento de determinado processo de escorregamento.

Quadro 17 – Critérios aplicados na análise de perigo de escorregamento dos 21 setores mapeados com a aplicação do método AHP.

| Análise de Perigo de Escorregamento  |                |  |  |  |  |  |
|--------------------------------------|----------------|--|--|--|--|--|
| Índice de Perigo (IP)                | Grau de Perigo |  |  |  |  |  |
| IP < 26,80                           | BAIXO          |  |  |  |  |  |
| $26,80 \le IP \le 37,99$             | MÉDIO          |  |  |  |  |  |
| IP > 37,99                           | ALTO           |  |  |  |  |  |
| Presença de feições de instabilidade | MUITO ALTO     |  |  |  |  |  |

**Quadro 18** – Correlação entre os critérios da classificação de risco no método adotado pelo Ministério das Cidades e da classificação de perigo (índice e grau) com a aplicação do método AHP.

| GRAU DE<br>PERIGO | ÍNDICE DE<br>PERIGO (IP)                   | DESCRIÇÃO  |
|-------------------|--|--|
| P1<br>Baixo       | IP < 26,80                                 | Os condicionantes geológicos-geotécnicos predisponentes (declividade, tipo de ter-<br>reno, etc) e o nível de intervalo no setor são de baixa potencialidade para o desen-<br>volvimento de processos de escorregamentos. Não há indícios de desenvolvimento<br>de processos de instabilização de encostas. É a condição menos crítica. Mantidas as<br>condições existentes, são muitos reduzidas as possibilidades de ocorrência de eventos<br>destrutivos no período de 1 ano.   |
| P2<br>Médio       | 26,80 ≤ IP ≤<br>37,99                      | Os condicionantes geológico-geotécnicos predisponentes (declividade, tipo de terreno, etc.) e o nível de intervenção no setor são média potencialidade para o de-senvolvimento de processos de escorregamentos. Mantidas as condições existentes, são médias as possibilidades de ocorrência de eventos destrutivos durante episódios de chuvas intensas e prolongadas, no período de 1 ano.   |
| P3<br>Alto        | IP > 37,99                                 | Os condicionantes geológico-geotécnicos predisponentes (declividade, tipo de terreno, etc.) e o nível de intervenção no setor são de alta potencialidade para o de-<br>senvolvimento de processos de escorregamentos. Mantidas as condições existentes, é perfeitamente possível a ocorrência de eventos destrutivos durante episódios de chuvas intensas e prolongadas, no período de 1 ano.  |
| P4<br>Muito Alto  | Presença de<br>feições de<br>instabilidade | As evidências de instabilidade (trincas no solo, degraus de abatimento em taludes,<br>trincas em moradias ou em muros de contenção, árvores ou postes inclinados, cica-<br>trizes de escorregamento, etc) são expressivas e estão presentes em grande número<br>ou magnitude. Processo de instabilização em avançado estágio de desenvolvimento.<br>É a condição mais crítica, necessitando de intervenção imediata devido ao seu<br>elevado estágio de desenvolvimento. Mantidas as condições existentes, é muito pro-<br>vável a ocorrência de eventos destrutivos durante episódios de chuvas intensas e pro-<br>longadas, no período de 1 ano. |

### 6.3 - Aplicação da planilha de análise de perigo utilizando a opinião de especialistas

Os julgamentos da comparação par a par utilizados para a estruturação da matriz de decisão AHP dos indicadores de perigo e suas respectivas classes, foram realizados pela 1ª autora deste trabalho.

Como forma de verificação da influência da subjetividade nos resultados da análise de perigo, foram escolhidos três especialistas em mapeamento de áreas de risco de escorregamento para realizarem esses julgamentos. O especialista 1 tem 28 anos de formado em Geologia e 27 anos de
experiência em risco geológico-geotécnico; o especialista 2 possui 30 anos de formado em Geologia e 25 anos de experiência em risco geológico-geotécnico e; o especialista 3 possui 25 anos de formado em Geologia e 15 anos de experiência em risco geológico-geotécnico.

O Quadro 19 mostra os intervalos dos índices de perigo com a classificação correspondente, obtidos através dos julgamentos paritários dos especialistas.

|                | Índice de Perigo                        |   |   |   |  |  |  |
|----------------|---|---|---|---|--|--|--|
| Grau de Perigo | Especialista 1                          | Especialista 2                          | Especialista 3                          | Autora                                    |  |  |  |
| Baixo          | IP < 29,91                              | IP < 32,90                              | IP < 31,19                              | IP < 26,80                                |  |  |  |
| Médio          | $29,91 \le IP \le 39,27$                | $32,90 \le IP \le 41,12$                | $31,19 \le IP \le 39,93$                | $26{,}80 \leq \mathrm{IP} \leq \ 37{,}99$ |  |  |  |
| Alto           | IP > 39,27                              | IP > 41,12                              | IP > 39,93                              | IP > 37,99                                |  |  |  |
| Muito Alto     | Presença de feições<br>de instabilidade   |  |  |  |

Quadro 19 – Resultados dos critérios utilizados na análise do perigo de escorregamentos pelos três especialistas consultados e pela autora desta pesquisa.

A área escolhida para a apresentação desses resultados foi a Área 6, denominada Itatinga/ /Topolândia. A Figura 7a mostra uma vista geral da área e a Figura 7b mostra um talude de corte em rocha alterada.



Fig. 7 – Área 6 – Itatinga/Topolândia. (a) vista geral da área; (b) moradia construída muito próxima à base do talude de corte em rocha alterada (Fonte: Acervo IG-SMA, 2009).

O Quadro 20 apresenta os resultados das análises de perigo realizadas pela 1ª autora, e pelos três especialistas na área de Itatinga/Topolândia.

Na Área 6, os resultados obtidos na classificação final do perigo pelos três especialistas e pela autora do trabalho foram iguais. Nos setores A6\_S1 e A6\_S3, para o processo de escorregamento em talude de aterro, o grau de perigo do pesquisador 3 diferiu dos demais, resultando em grau de perigo baixo. Esta classificação ocorreu devido à atribuição de pesos menores pelo especialista 3 em relação aos demais para os indicadores de perigo: declividade, nível de água e tipo de material para este tipo de processo.

|        | ÁREA 6 - ITATINGA/TOPOLÂNDIA                     |                                |                               |       |              |               |       |              |               |       |              |               |       |               |               |          |
|--------|--|--------------------------------|-------------------------------|-------|--------------|---------------|-------|--------------|---------------|-------|--------------|---------------|-------|---------------|---------------|----------|
|        | Mapeamento de perigo com aplicação do Método AHP |                                |                               |       |              |               |       |              |               |       |              |               |       |               |               |          |
|        |  |                                |                               |       | Autora       |               | Es    | pecialist    | a 1           | Es    | pecialist    | a 2           | Es    | specialista 3 |               |          |
| Setor  | Encosta/   | Processo                       | Feições de                    | Aná   | lise de P    | erigo         | Aná   | lise de Po   | erigo         | Aná   | lise de Po   | erigo         | Aná   | lise de Po    | erigo         | n°       |
| 50101  | Talude   | 11000330                       | Instabilidade                 | IP    | Grau         | Grau<br>final | IP    | Grau         | Grau<br>final | IP    | Grau         | Grau<br>final | IP    | Grau          | Grau<br>final | moradias |
| A6_S1  | Natural  | Escorregamento<br>raso de solo | não                           | 40    | P3-Alto      |               | 40,59 | P3-Alto      |               | 45,59 | P3-Alto      |               | 42,35 | P3-Alto       |               |          |
| A6_S1  | Corte  | Escorregamento<br>solo/rocha   | não                           | 39,46 | P3-Alto      | P3-Alto       | 43,29 | P3-Alto      | P3-Alto       | 45,62 | P3-Alto      | P3-Alto       | 41,31 | P3-Alto       | P3-Alto       | 60       |
| A6_S1  | Aterro   | Escorregamento                 | não                           | 28,09 | P2-<br>Médio | 1             | 33,30 | P2-<br>Médio |               | 33,53 | P2-<br>Médio | 1             | 30,96 | P1-<br>Baixo  | 1             |          |
| A6_\$2 | Natural  | Escorregamento<br>raso de solo | cicatriz de<br>escorregamento | 54,32 | P3-Alto      | P4 -          | 51,04 | P3-Alto      | P4-           | 48,81 | P3-Alto      | P4-           | 47,35 | P3-Alto       | P4-           |          |
| A6_\$2 | Corte  | Escorregamento<br>solo/rocha   | cicatriz de<br>escorregamento | 55,92 | P3-Alto      | Alto          | 52,12 | P3-Alto      | Alto          | 50,57 | P3-Alto      | Alto          | 46,30 | P3-Alto       | Alto          | 1        |
| A6_S3  | Natural  | Escorregamento<br>raso de solo | não                           | 40    | P3-Alto      |               | 40,59 | P3-Alto      |               | 45,59 | P3-Alto      |               | 42,35 | P3-Alto       |               |          |
| A6_\$3 | Corte  | Escorregamento<br>solo/rocha   | não                           | 39,46 | P3-Alto      | P3-Alto       | 43,29 | P3-Alto      | P3-Alto       | 45,62 | P3-Alto      | P3-Alto       | 41,31 | P3-Alto       | P3-Alto       | 34       |
| A6_\$3 | Aterro   | Escorregamento                 | não                           | 28,09 | P2-<br>Médio |               | 33,30 | P2-<br>Médio |               | 33,53 | P2-<br>Médio |               | 30,96 | P1-<br>Baixo  |               |          |

**Quadro 20** – Resultados da análise do perigo por meio das comparações par a par dos julgamentos da 1ª autora deste trabalho e dos três especialistas consultados, na Área de Itatinga/Topolândia.

#### 6.4 - Comparação dos setores de risco e de perigo resultantes dos mapeamentos

No mapeamento de risco realizado pelo IG-SMA em 2005 (SMA, 2006), na área denominada de Itatinga/Topolândia foram delimitados 4 setores de risco (Figura 8), conforme mostra o Quadro 21. Enquanto no mapeamento de perigo com a aplicação do método AHP, os 3 setores de perigo delimitados (Figura 9), foram:

 Setor 1 (corresponde ao setor 1 do mapeamento de risco) – apresenta maior valor do índice de perigo igual a 40, correspondendo ao grau de perigo alto para escorregamentos rasos de solo em encosta natural. Esse valor de IP está muito próximo do valor de 39,46 obtido para escorregamentos em taludes de corte. Os indicadores de perigo responsáveis por essa classificação de perigo são: amplitude e declividade excessivas, solo residual e rocha alterada com estrutura geológica desfavorável à estabilidade, ocupação situada em linha de drenagem (condição de umidade alta).

A classificação do risco para o setor 1 no mapeamento realizado pelo IG (SMA, 2006) também foi de risco alto;

- Setor 2 (corresponde ao setor 2 do mapeamento de risco) é representado por uma moradia com histórico de vários escorregamentos. O maior valor do índice de perigo obtido por meio da matriz de decisão AHP foi igual a 55,92, correspondendo ao grau de perigo alto para escorregamento raso de solo em encosta natural. Esse valor de IP está muito próximo do valor de 54,32 obtido para escorregamentos em taludes de corte. Entretanto, a moradia deste setor apresenta feições de instabilidade como trincas no piso e cicatrizes de escorregamentos significativas, as quais conferem a classificação de perigo muito alto para o setor 2;
- Setor 3 (corresponde ao setor 4 do mapeamento de risco) também apresenta maior valor do índice de perigo igual a 40, correspondendo ao grau de perigo alto para escorregamentos rasos de solo em encosta natural. Esse valor de IP, assim como no setor 1, também está muito próximo do valor de IP igual a 39,46 obtido para escorregamentos em taludes de corte. Os indicadores de perigo responsáveis por essa classificação de perigo são: amplitude e declividade excessivas, solo residual e rocha alterada com estrutura geológica desfavorável à estabilidade, ocupação situada em linha de drenagem (condição de umidade alta).

O setor 3 do mapeamento de risco realizado pelo IG (SMA, 2006) não foi delimitado no mapeamento de perigo, pois foram realizadas obras de contenção nos taludes de corte

situados a jusante da Rua Vereador Francisco Luciano Nogueira, minimizando, dessa forma, o perigo de escorregamento. Essa observação foi realizada durante os trabalhos de campo do ano de 2009.

| ÁREA 6 – ITATINGA/TOPOLÂNDIA |                              |                      |                  |                   |                          |            |              |
|------------------------------|------------------------------|----------------------|------------------|-------------------|--------------------------|------------|--------------|
|                              |                              | I                    | Mapeamento de    | e risco IG-SM     | A                        |            |              |
| Setor Processo adver         |                              | adverso              | Grau de risco    |                   | nº de moradias ameaçadas |            |              |
| A6                           | A6_S1 Escorregamento de solo |                      | ento de solo     | R3 -              | - Alto                   | 6          | 0            |
| A6                           | _S2                          | Escorregam           | ento de solo     | R4 - M            | uito Alto                |            | 1            |
| A6                           | _\$3                         | Escorregam           | ento de solo     | R2 -              | Médio                    |            | 4            |
| A6                           | _S4                          | Escorregam           | ento de solo     | R2 -              | Médio                    | 3          | 4            |
|                              |                              | Mapeame              | ento de perigo a | aplicando o m     | étodo AHP                |            |              |
| 8-4                          | Encosta/                     | D                    | Feições de       | Análise de Perigo |                          | go         | n.º moradias |
| Setor                        | Talude                       | Processo             | Instabilidade    | IP                | Grau                     | Grau Final | ameaçadas    |
| A6_S1                        | Encosta<br>natural           | Esc. raso<br>de solo | não              | 40                | P3-Alto                  | Alto       | 60           |
| A6_S1                        | Talude de corte              | Esc.<br>solo/rocha   | não              | 39,46             | P3-Alto                  |            |              |
| A6_S1                        | Aterro                       | Escorrega-<br>mento  | não              | 28,09             | P2-Médio                 |            |              |
| A6_S2                        | Encosta<br>natural           | Esc. raso<br>de solo | cicatrizes       | 54,32             | P3-Alto                  | Muito Alto | 1            |
| A6_S2                        | Talude de corte              | Esc.<br>solo/rocha   | cicatrizes       | 55,92             | P3-Alto                  |            | 1            |
| A6_S3                        | Encosta<br>natural           | Esc.<br>raso de solo | não              | 40                | P3-Alto                  |            |              |
| A6_S3                        | Talude<br>de corte           | Esc.<br>solo/rocha   | não              | 39,46             | P3-Alto                  | Alto       | 34           |
| A6_S3                        | Aterro                       | Escorrega-<br>mento  | não              | 28,09             | P2-Médio                 |            |              |

Quadro 21 – Resultados do grau de risco no mapeamento do IG-SMA e da análise do perigo no mapeamento com a aplicação do método AHP para a Área de Itatinga/Topolândia.



Fig. 8 - Mapeamento de risco de escorregamentos realizado pelo IG-SMA na Área de Itatinga/Topolândia.



Fig. 9 - Mapeamento de perigo de escorregamentos com a aplicação do método AHP na Área de Itatinga/Topolândia.

#### 7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho contribuiu para uma melhor definição do grau de perigo nos mapeamentos associados a escorregamentos em encostas urbanas precárias. O grau de perigo foi definido com base em análises qualitativas, minimizando a subjetividade, tornando a classificação do perigo mais objetiva e consistente.

A incorporação do método AHP nos procedimentos normalmente utilizados nos mapeamentos de riscos de escorregamentos em encostas urbanas, e em particular no Estado de São Paulo, é uma das principais contribuições desta pesquisa no sentido de diminuir a subjetividade destes mapeamentos; melhorando a confiabilidade do diagnóstico de risco para a implementação das ações de mitigação por parte do poder público.

O método AHP aplicado no aprimoramento do método de mapeamento de risco adotado pelo Ministério das Cidades (Governo Federal) proporcionou a constatação de duas importantes características: a flexibilidade e a possibilidade de verificação da consistência dos julgamentos adotados na análise. Esta verificação da consistência dos dados, ou seja, a análise de sensibilidade promove aos técnicos envolvidos uma maior percepção do julgamento qualitativo dos processos de perigo, aumentando o nível de confiança na tomada de decisão, minimizando dessa forma, a subjetividade. A flexibilidade está associada à facilidade com que se pode adaptar novas estruturações da matriz de decisão, dependendo dos processos e critérios de risco e perigo a serem analisados. Dessa forma, este método pode ser aplicado, de forma homogênea, em diferentes cenários de perigo.

A estruturação da análise do perigo em planilhas utilizando o programa *Microsoft Excel* tornou o método mais prático, de fácil compreensão, promovendo uma visualização mais clara da contribuição dos processos associados a escorregamentos na análise do perigo.

Além disso, a aplicação do método AHP no mapeamento de perigo evidenciou a facilidade e praticidade em se verificar a contribuição (em forma de peso) dos indicadores de perigo na classificação do perigo nos setores mapeados.

Com base nos resultados, será possível definir de forma otimizada as ações necessárias para a gestão de risco. Esses resultados irão contribuir, de forma mais precisa, para a realização de medidas de prevenção ao perigo nas áreas com possibilidade de ocorrência de processos de escorregamentos.

Verificou-se que ocorreu a mesma classificação final do perigo pelos especialistas e pela autora deste trabalho para a Área 6.

Na comparação dos resultados do mapeamento de risco desenvolvido pelo IG (SMA, 2006) e do mapeamento do perigo com a aplicação do método AHP, verificou-se que no mapeamento de perigo com a aplicação do método AHP ocorre:

- A sistematização e hierarquização dos condicionantes naturais e induzidos dos processos de escorregamentos, minimizando a subjetividade, tornando a análise de perigo mais objetiva e consistente;
- A adoção de procedimentos de modo a uniformizar a delimitação dos setores nas áreas mapeadas.

Na comparação dos resultados por meio dos graus de risco e perigo, constatou-se que ocorreu uma avaliação subestimada nos julgamentos durante a análise do risco efetuada pelo IG, classificando um dos setores como risco médio, sendo que no mapeamento de perigo com a aplicação do método AHP o mesmo setor foi classificado como perigo alto pela 1ª autora e pelos três especialistas consultados.

## 8 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abreu, L. M. de; Granemann, S. R.; Gartner, I.; Bernardes, R. S. (2000). Escolha de um programa de controle da qualidade da água para consumo humano: aplicação do método AHP. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, v. 4, n. 2, pp. 257-262.
- Asahi, T.; Turo, D.; Shneiderman, B. (1994). Visual decision-making: Using tree maps for the Analytic Hierarchy Process. University of Maryland, Maryland. Disponível em:<http://sigchi.org/chi95/Electronic/documnts/videos/ta\_bdy.htm>.
- Augusto Filho, O. (1992). Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica. In: Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, 1, Rio de Janeiro. Anais. Rio de Janeiro: ABMS/ABGE. pp. 721-733.
- Boritz, J. E. (1992). *Pairwise Comparison The Analytic Hierarchy Process*. University of Waterloo, Waterloo. Disponível em: <a href="http://www.jebcl.com/riskdo/riskdo3.htm">http://www.jebcl.com/riskdo/riskdo3.htm</a>>.
- Canil, K.; Macedo, E.S.; Gramani, M.F.; Almeida Filho, G.S.; Yoshikawa, N.K.; Mirandola, F.A; Vieira, B.C.; Baida, L.M.A.; Augusto Filho, O; Shinohara, E.J. (2004). *Mapeamento de risco em assentamentos precários nas zonas sul e parte da oeste no município de São Paulo (SP)*. In: Simpósio Brasileiro de Cartografía Geotécnica e Geoambiental, 5, São Carlos. Anais. São Paulo: ABGE, pp.193-204.
- Carvalho, C. S.; Galvão, T. (2006). Ação de Apoio à Prevenção e Erradicação de Riscos em Assentamentos Precários. In: BRASIL. Carvalho, C.S. e Galvão, T. (Orgs.). Prevenção de Riscos de Deslizamentos em Encostas: Guia para Elaboração de Políticas Municipais. Brasília: Ministério das Cidades; Cities Alliance, pp. 10-17.
- Cerri, L.E.S. (1993). *Riscos geológicos associados a escorregamentos: uma proposta para a prevenção de acidentes.* Tese (Doutorado em Geociências), Instituto de Geociências e Ciências Exatas, Universidade Estadual Paulista, Rio Claro, 197 p.
- Cerri, L.E.S. (2006). Mapeamento de Riscos nos Municípios. In: BRASIL. Carvalho, C.S. e Galvão, T. (Orgs.). Prevenção de Riscos de Deslizamentos em Encostas: Guia para Elaboração de Políticas Municipais. Brasília: Ministério das Cidades; Cities Alliance, pp. 46-55.
- Cerri, L.E.S.; Zaine, J.E.; Silva, V.C.R.; Silva, L.C.R.; Néri, A.C.; Barbosa, T.T.A.; Paula, J.P.L. de; Scarance, M.R.A.P.; Silva, D.M.B. (2004). *Mapeamento de risco em áreas de ocupação* precária nas zonas norte, leste e oeste do município de São Paulo (SP). In: Simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica e Geoambiental, 5, São Carlos. Anais. São Carlos: ABGE, pp.115-122.
- Cerri, L.E.S.; Nogueira, F.R.; Carvalho, C.S.; Macedo E.S.; Augusto Filho, O. (2007). Mapeamento de Risco em assentamentos precários no município de São Paulo (SP). São Paulo, UNESP, Geociências, v. 26, n. 2, pp. 143-150.
- Choirat, C.; Seri, R. (2001). Analytic Hierarchy Process, a Psychometric Approach. Dipartimento di Economia, Università degli Studi dell'Insubria, Itália. Disponível em: <a href="http://eco.uninsubria.it/dipeco/paper">http://eco.uninsubria.it/dipeco/paper</a> Choirat.pdf>.
- Ensslin, L.; Montibeller Neto, G.; Noronha, S.M.D. (2001). *Apoio à decisão*. Editora Insular, Florianópolis (SC), 295 p.
- Faria, D.G.M.; Ferreira, C.J.; Rossini-Penteado, D.; Fernandes da Silva, P.C.; Cripps J.C. (2005). Mapeamento de áreas de risco a escorregamentos e inundações em áreas habitacionais de

*Diadema (SP)*. In: Congresso Brasileiro Geologia de Engenharia e Ambiental, 11, Florianópolis (SC). Anais (ISBN 85-7270-017-X). ABGE, CD-ROM, pp. 892-907.

- Finnie, G.R.; Wittig, G.E. (1999). An Intelligent Web Tool for Collection of Comparative Survey Data. School of Information Technology, Bond University, Austrália. Disponível em: <a href="http://www.it.bond.edu.au/publications/99TR/99-10.pdf">http://www.it.bond.edu.au/publications/99TR/99-10.pdf</a>>.
- FUNDUNESP Fundação para o Desenvolvimento da UNESP (2003). Mapeamento de risco associado a áreas de encosta e margens de córregos nas favelas do município de São Paulo. Relatório Final. UNESP/IGCE/DGA, Rio Claro, 78p.
- Kim, S.C. (1999). Statistical Issues in Combining Expert Opinions for Analytic Hierarchy Process. Soongsil University, Coreia. Disponível em:<http://www.stat.fi/isi99/proceedings/arkisto/varasto/kim\_0217.pdf>.
- Kolat, C.; Doyuran, V.; Ayday, C.; Suzen, M.L. (2006). Preparation of a geotechnical microzonation model using Geographical Information Systems based on Multicriteria Decision Analysis. Engineering Geology, vol. 87, November, pp. 241-255.
- Kolat, C.; Ulusay, R.; Suzen, M.L. (2012). Development of geotechnical microzonation model for Yenisehir (Bursa, Turkey) located at a seismically active region. Engineering Geology, vol. 127, February, pp. 36-53.
- Macedo, E.S. (2001). Elaboração de cadastro de risco iminente relacionado a escorregamentos: avaliação considerando experiência profissional, formação acadêmica e subjetividade. Tese de Doutorado em Geociências e Meio Ambiente. Universidade Estadual Paulista, UNESP, Rio Claro, 276 p.
- Macedo, E.S.; Canil, K.; Gramani, M.F.; Almeida Filho, G.S.; Yoshikawa, N.K.; Mirandola, F.A; Vieira, B.C.; Baida, L.M.A.; Augusto Filho, O; Shinohara, E.J. (2004). Mapeamento de áreas de risco de escorregamentos e solapamento de margens no município de São Paulo - SP: o exemplo da Favela Serra Pelada, Subprefeitura Butantã. In: Simpósio Brasileiro de Desastres Naturais, 1, Florianópolis. Anais. Florianópolis: GEDN/UFSC, pp. 59-72, CD-ROM.
- Macedo, E.S.; Ogura, A.T.; Canil, K.; Almeida Filho, G.S; Gramani, M.F.; Silva, F.C.; Corsi, A.C.; Mirandola, F.A. (2004). *Modelos de fichas descritivas para áreas de risco de escorregamento, inundação e erosão*. In: Simpósio Brasileiro de Desastres Naturais, 1, Florianópolis. Anais. Florianópolis: GEDN/UFSC, pp. 892-907, CD-ROM.
- Nogueira, F.R. (2006). Gestão dos Riscos nos Municípios. In: BRASIL. Carvalho, C.S. e Galvão, T. (Orgs.). Prevenção de Riscos de Deslizamentos em Encostas: Guia para Elaboração de Políticas Municipais. Brasília: Ministério das Cidades; Cities Alliance, pp. 26-45.
- Pamplona, E. de O. (1999). Avaliação qualitativa de cost drivers pelo método AHP. Escola Federal de Engenharia de Itajubá, Itajubá. Disponível em: <a href="http://www.iem.efei.br/edson/download/Artavalahp.pdf">http://www.iem.efei.br/edson/download/Artavalahp.pdf</a>>.
- Saaty, T.L. (1980). The Analytic Hierarchy Process. McGraw Hill, New York.
- Saaty, T.L. (1990). *How to make a decision: The analytic hierarchy process*. European Journal of Operational Research, Amsterdam, v.48, pp.9-26.
- Santoro, J.; Rossini-Penteado, D.; Vedovello. (2005). Hierarquização das situações de riscos associados a escorregamentos e inundações no município de Rio Grande da Serra, SP: subsídios

*para o planejamento de ações preventivas e emergenciais.* In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, 11, Florianópolis – SC. Anais (ISBN 85-7270-017-X). ABGE, pp. 866-878. CD-ROM.

- Saunders, J. H. (1994). Comparison of Decision Accuracy in the Analytic Hierarchy Process and Point Allocation. Washington. Disponível em: <a href="http://www.johnsaunders.com/papers/ahpvpa/ahpvpa.htm">http://www.johnsaunders.com/papers/ahpvpa.htm</a>.
- Schmidt, A.M.A. (1995). Processo de apoio à tomada de decisão Abordagens: AHP e MACBETH. Dissertação (Mestrado). UFSC, Florianópolis. Disponível em: <a href="http://www.eps.ufsc.br/disserta/engait95.html">http://www.eps.ufsc.br/disserta/engait95.html</a>>.
- Secretaria Estadual do Meio Ambiente (SMA) Instituto Geológico (IG) (1996). *Carta de Risco a Movimentos de Massa e Inundação do Município de São Sebastião, SP*. São Paulo. Relatório e Anexos (15 mapas), 77 p.
- Secretaria Estadual do Meio Ambiente (SMA) Instituto Geológico (IG) (2006). *Mapeamento de Risco a escorregamentos e inundação do município de São Sebastião, SP*. São Paulo. Relatório e Anexos, 302 p.
- Teknomo, K. (2006). *Analytic Hierarchy Process (AHP) Tutorial.* Disponível em: <a href="http://people.revoledu.com/kardi/tutorial/ahp/">http://people.revoledu.com/kardi/tutorial/ahp/</a>>.
- Toma, T.; Asharif, M.R.. (2003). *AHP coefficients optimization technique based on GA*. Department of Information Engineering of University of Ryukyus, Japão. Disponível em: http://bw-www.ie.u-ryukyu.ac.jp/~j94033/study/finalpaper2.html.
- UNDRO UNITED NATIONS DISASTER RELIEF OFFICE (1991). UNDRO's approach to disaster mitigation. UNDRO News, jan.-febr. 1991. Geneva: Office of the United Nations Disasters Relief Coordinator, 20 p.
- Yoshikawa, N.K. (1997). *Nova Metodologia de Avaliação de Encostas Rochosas*. Tese de Doutorado. Escola Politécnica. Universidade de São Paulo – USP, 268 p.

## APLICABILIDADE DE CINZAS DE INCINERAÇÃO DE RESÍDUO SÓLIDO URBANO EM CAMADAS DE BASE DE PAVIMENTOS

Applicability of municipal solid waste incineration ash on pavements base layers

Michéle Dal Toé Casagrande\* Gino Omar Calderón Vizcarra\*\* Laura Maria Goretti da Motta \*\*\*

**RESUMO** – Este estudo apresenta a caracterização de cinzas obtidas da incineração de Resíduo Sólido Urbano (RSU) em usina geradora de energia elétrica, tendo como objetivo avaliar sua aplicabilidade em camadas de base de pavimentos rodoviários, através da mistura destas cinzas a um solo argiloso não-laterítico regional. Foram realizados ensaios de caracterização química, física e mecânica, para o solo puro e para o mesmo com a adição de diferentes teores de cinzas (20 e 40%), bem como o dimensionamento mecanístico-empírico para uma estrutura típica de pavimento. A cinza volante diminuiu a expansibilidade do material, apresentando um aumento no valor de CBR e módulo resiliente. Os resultados obtidos foram satisfatórios, sendo dependentes do teor e do tipo de cinza utilizado, ressaltando o emprego positivo da cinza volante de RSU para aplicação em camadas de base de pavimentos rodoviários.

**ABSTRACT** – This study presents the characteristics of Municipal Solid Waste (MSW) incineration ash obtained from electric energy generation plants, to evaluate the MSW ash applicability in road pavement base layers through the ash mixture with a non-lateritic regional clay soil. Chemical, physical, mechanical tests and the mechanistic-empirical design for a typical pavement structure were carried out on the pure soil and also in the soil mixture with the addition of different ash content (20 and 40%). Fly ash reduced the expansion of the material, showing an increase in the CBR and resilient modulus value. The results were satisfactory, being dependent on the content and type of ash used, highlighting the positive work of MSW fly ash for use on pavement base layers.

**PALAVRAS CHAVE** – Cinzas de incineração de Resíduo Sólido Urbano (RSU), cinza volante, cinza de fundo, estabilização de solos, base de pavimentos.

## 1 – INTRODUÇÃO

Em muitos lugares ao redor do mundo, onde existe alta demanda por materiais de construção comparados com a disponibilidade de materiais naturais, como também falta espaço para disposição de resíduos, a utilização de subprodutos e resíduos para construção de rodovias tem sido vista como uma solução apropriada para reduzir a quantidade de resíduos a dispor e fornecer materiais alternativos para a indústria da construção. Um caso típico de estes materiais alternativos são as cinzas de incineração de resíduos sólidos urbanos produzidos em usinas e que são usados para construção de rodovias (Badreddine e François, 2009).

<sup>\*</sup> Professor Assistente, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. E-mail: michele\_casagrande@puc-rio.br

<sup>\*\*</sup> Engenheiro Civil, MSc, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. E-mail: ginocalderon@hotmail.com.

<sup>\*\*\*</sup> Professor Associado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro. E-mail: laura@coc.ufrj.br

As características químicas de cinzas e resíduos são a maior preocupação respeito a sua classificação como resíduo perigoso ou não-perigoso e a escolha do tipo de disposição final que deveria ter (Wiles, 1996).

Dentro deste contexto, o presente trabalho avalia a aplicação de cinzas, obtidas da incineração de Resíduo Sólido Urbano (RSU) em usinas geradoras de energia elétrica, para sua utilização em camadas de base de pavimentos rodoviários, através da mistura destas cinzas com um solo argiloso não-laterítico regional. Os resultados obtidos foram satisfatórios, ressaltando o emprego positivo da cinza volante de RSU para aplicação em camadas de base de pavimentos rodoviários.

#### 1.1 - A incineração de resíduo sólido urbano

A Usina Verde é uma empresa de capital privado situada na cidade universitária da UFRJ - Ilha do Fundão, e tem como objetivo apresentar soluções ambientais para a destinação final dos resíduos sólidos urbanos, através do processo de incineração com co-geração de energia.

A Usina Verde recebe diariamente 30 toneladas de RSU da Companhia Municipal de Limpeza Urbana do Rio de Janeiro (Comlurb). A composição do RSU após o processo de reciclagem da Usina Verde encontra-se na Figura 1.



Fig. 1 – Composição do RSU (Fontes, 2008).

Na triagem, os materiais recicláveis são segregados manualmente e com o auxílio de detectores de metais. Em seguida o RSU é triturado e o material fino separado com o auxílio de peneira rotativa e encaminhado para secagem, visando a redução do teor de umidade. O RSU triturado passa por nova moagem, em moinho de facas, e é depositado em um silo. Estes resíduos são encaminhados para o forno de incineração, que opera a uma temperatura de 950°C. Durante o processo de combustão, são produzidas duas cinzas: a cinza de fundo e a cinza volante. A cinza de fundo é depositada no fundo da câmara de pós-combustão, encaminhada ao tanque de decantação e disposta em caçambas. Os gases quentes e a cinza volante (*fly-ash*) são exauridos da câmara de pós-combustão e aspirados para a caldeira de recuperação, onde ocorre o aproveitamento energético (co-geração de energia).

Posteriormente, os gases são neutralizados em um conjunto de lavadores e, em seguida, os gases limpos são aspirados e descarregados na atmosfera. A solução de lavagem é recolhida nos tanques de decantação onde ocorre a neutralização com as cinzas do próprio processo e hidróxido de cálcio, o que ocasiona a mineralização (decantação dos sais), sendo esta solução posteriormente reaproveitada no processo de lavagem (recirculação). Em seguida, a cinza volante é encaminhada para os tanques de decantação onde periodicamente é retirada e armazenada em caçambas (Figura 2).

Ao final do processo de incineração são obtidos de 8 a 10%, em volume, das duas cinzas, que representam cerca de 80% de cinza pesada (de fundo) e 20% de cinza volante (Fontes, 2008).



Fig. 2 – Processo de incineração do RSU.

### 2 – OBJETIVOS

O objetivo de este estudo é avaliar a influência da adição de cinzas de resíduo solido urbano em:

- Deformabilidade do solo.
- Expansibilidade do solo.
- Espessura da camada de pavimento.

#### 3 - PROGRAMA EXPERIMENTAL

#### 3.1 - Materiais utilizados

O solo argiloso não-laterítico (Figura 3) é procedente de uma jazida localizada no município de Campo Grande/RJ. A cinza volante (Figura 4) e a cinza de fundo (Figura 5) são provenientes da queima do Resíduo Solido Urbano (RSU) na Usina Verde, que fica localizada na Ilha do Fundão, município do Rio de Janeiro/RJ. Os símbolos utilizados neste estudo, que descrevem os materiais e misturas, estão apresentados no Quadro 1.



Fig. 3 – Solo da jazida de Campo Grande/RJ.



Fig. 4 – Cinza Volante de RSU da Usina Verde.



Fig. 5 – Cinza de Fundo de RSU da Usina Verde.

| Material/Mistura | % de Solo | % de Cinza Volante | % de Cinza de Fundo | Símbolo  |
|------------------|-----------|--------------------|---------------------|----------|
| Solo             | 100       | 0                  | 0                   | S        |
| Mistura 1        | 60        | 40                 | 0                   | S60/CV40 |
| Mistura 2        | 60        | 0                  | 40                  | S60/CF40 |
| Mistura 3        | 80        | 20                 | 0                   | S80/CV20 |
| Mistura 4        | 80        | 0                  | 20                  | S80/CF20 |

 ${\color{black} Quadro 1 - Simbolos \ referentes \ a \ cada \ material/mistura.}$ 

#### 3.2 – Ensaios realizados

## 3.2.1 – Caracterização química, mineralógica e ambiental

A composição química total semi-quantitativa das amostras de cinzas foi obtida mediante a técnica "Espectrometría de fluorescêncía de Raios-X por Energia Dispersiva (EDX)". As amostras

foram submetidas à análise por EDX em um Espectrómetro de Fluorescência de Raios-X por Energia Dispersiva, modelo EDX-720, marca Shimadzu no Laboratório de Estruturas da Universidade Federal do Rio de Janeiro.

A análise mineralógica foi realizada mediante difração de Raios X com equipamento D8 Focus Bruker, também no Laboratório de Estruturas da Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Ensaios de Lixiviação segundo a Norma NBR 10005:2004 (ABNT, 2004b) e Solubilização segundo a Norma NBR 10006:2004 (ABNT, 2004c) foram realizados com a finalidade de classificar as cinzas e a mistura solo-cinza segundo o procedimento descrito na norma NBR 10004:2004 (ABNT, 2004a).

#### 3.2.2 – Caracterização física

Os ensaios de limite de liquidez (LL) e de plasticidade (LP) foram realizados, segundo a NBR 6459/84 (ABNT, 1984a) e NBR 7180/84 (ABNT, 1984b), respectivamente. A análise granulométrica foi realizada conforme a NBR 7181/84 (ABNT, 1984c), no solo destorroado e nas cinzas. Realizou-se este ensaio por meio de peneiramento e sedimentação. Para a etapa correspondente à sedimentação foram realizados ensaios com defloculante (hexametafosfato de sódio).

A metodologia MCT (Nogami e Villibor, 1995) tem por objetivo a classificação de solos tropicais, foi desenvolvida segundo a norma DNER-ME 258/94 (DNER, 1994b).

O ensaio de compactação foi realizado na energia Proctor Modificado, segundo a norma NBR 7182/86 (ABNT, 1986), com o intuito de determinar a umidade ótima de compactação (wótm) e a massa específica seca aparente máxima ( $\gamma d_{máx}$ ), para o solo natural e as misturas solo-cinza, as quais foram umedecidas e armazenadas na câmara úmida, um dia prévio à compactação. Foi realizado utilizando um molde cilíndrico de 10 cm de diâmetro e altura de 12,73 cm. Aplicaram-se 27 golpes com um soquete metálico de 4,54 kg, caindo de uma altura de 45,72 cm até completar 5 camadas. Ao final do ensaio foram determinadas a umidade e massa específica seca aparente.

#### 3.2.3 – Caracterização mecânica

#### 3.2.3.1 – Ensaio de módulo de resiliência

Define-se Módulo de Resiliência (MR) de um solo como a relação entre a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) aplicada repetidamente em uma amostra de solo em ensaio triaxial e a correspondente deformação específica recuperável ou resiliente ( $\varepsilon_r$ ). Conforme é mostrado na Equação 1 (DNER-ME 131/94 (DNER, 1994a), AASHTO TP46-94 (AASHTO, 1996)).

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \tag{1}$$

onde: M<sub>R</sub>: módulo de resiliência;

 $\sigma_d$ : tensão desvio cíclica ( $\sigma_1 - \sigma_3$ );

 $\varepsilon_r$ : deformação resiliente (vertical).

O ensaio de Módulo de Resiliência (MR) foi realizado conforme método proposto pela COPPE/UFRJ, apresentado em Medina e Motta (2005). Para a mistura S60/CV40, o ensaio se realizou com sete dias de cura do corpo de prova envolvido em sacolas de poliuretano para evitar a perda de umidade.

Os níveis de tensões aplicadas para obter o módulo resiliente são mostrados no Quadro 2.

| σ <sub>3</sub> (MPa) | σ <sub>d</sub> (MPa) | $\sigma_1/\sigma_3$ |
|----------------------|----------------------|---------------------|
|                      | 0,021                | 2                   |
| 0,021                | 0,041                | 3                   |
|                      | 0,062                | 4                   |
|                      | 0,034                | 2                   |
| 0,034                | 0,069                | 3                   |
|                      | 0,103                | 4                   |
|                      | 0,051                | 2                   |
| 0,051                | 0,103                | 3                   |
|                      | 0,155                | 4                   |
|                      | 0,069                | 2                   |
| 0,069                | 0,137                | 3                   |
|                      | 0,206                | 4                   |
|                      | 0,103                | 2                   |
| 0,103                | 0,206                | 3                   |
|                      | 0,309                | 4                   |
|                      | 0,137                | 2                   |
| 0,137                | 0,275                | 3                   |
|                      | 0,412                | 4                   |

Quadro 2 - Tensões aplicadas durante o ensaio de módulo resiliente.

O Modelo Composto utilizado neste estudo relaciona o módulo de resiliência à tensão confinante e tensão desvio, conforme apresentado na Equação 2.

$$M_{R} = k_{1} \cdot \sigma_{3}^{k_{2}} \sigma_{d}^{k_{3}}$$
(2)

onde: M<sub>R</sub>: módulo de resiliência (MPa);

 $\sigma_3$ : pressão confinante (MPa);

 $\sigma_d$ : tensão desvio cíclica ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) (MPa);

k<sub>1</sub>, k<sub>2</sub> e k<sub>3</sub>: coeficientes de regressão, derivados de resultados de ensaios em laboratório.

Foram moldados três corpos de prova por cada material ou mistura na umidade ótima e ensaiados no equipamento triaxial dinâmico da Universidade Federal do Rio de Janeiro, dos quais se obtiveram valores de Módulo Resilente (MR) para diferentes valores de tensão, tanto confinante ( $\sigma_3$ ) como desviadora ( $\sigma_d$ ). A partir destes valores, conseguiu-se obter, por correlação estatística, os coeficientes  $k_1$ ,  $k_2 \ e \ k_3$  do modelo composto, com a ajuda do Programa Computacional STATISTICA (Statsoft, 2004).

#### 3.2.3.2 – Ensaio de deformação permanente

Os ensaios foram realizados conforme a metodologia descrita em Guimarães (2009), utilizando os mesmos moldes do ensaio de módulo resiliente. Um total de 500 000 ciclos de carga foram empregados para cada especimen. Três ensaios foram realizados na mistura S60/CV40, na condição de máxima densidade seca, nos níveis de tensões apresentados no Quadro 3.

| Número de ensaio | σ <sub>3</sub> (MPa) | σ <sub>d</sub> (MPa) |
|------------------|----------------------|----------------------|
| 1                | 0,098                | 0,294                |
| 2                | 0,118                | 0,353                |
| 3                | 0,098                | 0,392                |

Quadro 3 – Ensaios de deformação permanente.

#### 3.2.3.3 – Ensaio de CBR

O ensaio de CBR se realizou conforme a norma ABNT NBR 9895/87 - Solo – Índice de Suporte Califórnia (ABNT, 1987), na umidade ótima.

#### 3.2.4 – Dimensionamento de Pavimento

Assumiu-se uma estrutura do pavimento tal como se apresenta na Figura 6, com dados de tráfego (Quadro 4) e clima da cidade do Rio de Janeiro, com a finalidade de ver o efeito da adição de cinza volante no solo num projeto de pavimentação. A espessura e propriedades mecânicas da camada asfáltica e de subleito permanecem constantes, e só a espessura da base é mudada, segundo os parâmetros de resiliência de cada material. Após a execução dos ensaios nas misturas e no solo puro, procedeu-se ao dimensionamento de uma rodovia, pelo método mecanístico-empírico, utilizando-se o programa computacional SisPAV (Franco, 2007).

| Quadro 4 - Dados | do | tráfego. |
|------------------|----|----------|
|------------------|----|----------|

| Configuração | Rodas | Volume/ano | Carga (kg) |
|--------------|-------|------------|------------|
| Eixo duplo   | 4     | 100 000    | 8200       |



Fig. 6 – Estrutura do pavimento adotada.

## 4 – RESULTADOS E ANÁLISES

#### 4.1 - Caracterização química

A composição química do solo em estudo é apresentada no Quadro 5. Os componentes principais do solo, que são normalmente encontrados nos solos residuais, são SiO<sub>2</sub>, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> e Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, os quais participam ativamente do processo de estabilização química do solo (Rezende, 1999).

| Composto                       | Concentração (%) |
|--------------------------------|------------------|
| SiO <sub>2</sub>               | 36,8 - 43,08     |
| $Al_2O_3$                      | 35,15 - 38,68    |
| Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 13,45 - 20,96    |
| TiO <sub>2</sub>               | 0,93 - 1,76      |
| K <sub>2</sub> O               | 2,1 - 4,04       |

Quadro 5 – Compostos químicos predominantes do solo em estudo.

No Quadro 6, apresenta-se a composição química da cinza volante do RSU em estudo. Esta composição é comparada com a análise feita por Fontes (2008) sobre cinzas volantes de RSU da Usina Verde e também com análises de cinzas volantes de RSU de diversos países recopilados por Lam *et al.* (2010).

|                                |                 | Concentração (%) |                   |  |
|--------------------------------|-----------------|------------------|-------------------|--|
| Composto                       | Vizcarra (2010) | Fontes (2008)    | Lam et al. (2010) |  |
| $SiO_2$                        | 12,9 - 21,2     | 44,26            | 6,35 - 27,52      |  |
| Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 12,2 - 15,4     | 18,16            | 0,92 - 12,7       |  |
| Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 5,3 - 7,7       | 9,27             | 0,63 - 5,04       |  |
| SO3                            | 5,2 - 9,8       | 0,64             | 5,18 - 14,4       |  |
| CaO                            | 32,3 - 45,3     | 15,39            | 16,6 - 45,42      |  |
| Cl                             | 4,7 - 6,6       | _                | _                 |  |
| TiO <sub>2</sub>               | 3,3 - 4,7       | 3,25             | 0,85 - 3,12       |  |
| K <sub>2</sub> O               | 2,6 - 4,1       | 2,61             | 2,03 - 8,9        |  |
| P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>  | 0 - 1,28        | 2,94             | 1,56 - 2,7        |  |
| ZnO                            | 0,5 - 1,1       | 0,46             | _                 |  |
| Cr <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 0,1 - 0,2       | 0,16             | _                 |  |
| MnO                            | 0 - 0,1         | 0,13             | _                 |  |
| SrO                            | 0,1 - 0,2       | 0,04             | _                 |  |
| ZrO <sub>2</sub>               | 0,08 - 0,1      | 0,04             | -                 |  |
| CuO                            | 0 - 0,08        | 0,06             | _                 |  |

Quadro 6 - Composição química da cinza volante de RSU.

|                               |                 | Concentração (%) |                          |  |
|-------------------------------|-----------------|------------------|--------------------------|--|
| Composto                      | Vizcarra (2010) | Fontes (2008)    | Lam <i>et al.</i> (2010) |  |
| PbO                           | 0 - 0,08        | 0,11             | _                        |  |
| MgO                           | _               | 2,23             | 1,38 – 3,16              |  |
| Na <sub>2</sub> O             | _               | _                | 2,93 - 8,9               |  |
| V <sub>2</sub> O <sub>5</sub> | 0 - 0,25        | _                | _                        |  |

#### Quadro 6 (continuação) - Composição química da cinza volante de RSU.

No Quadro 7, apresenta-se a composição química da cinza de fundo do RSU em estudo, a qual é comparada com o estudo feito por Arm (2003) e outros estudos recopilados por Lam (2010).

|                                | Concentração (%) |            |                   |  |  |  |
|--------------------------------|------------------|------------|-------------------|--|--|--|
| Composto                       | Vizcarra (2010)  | Arm (2003) | Lam et al. (2010) |  |  |  |
| SiO <sub>2</sub>               | 27,0 - 37,7      | 46         | 5,44 - 49,38      |  |  |  |
| Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 14,1 - 19,1      | 10         | 1,26 - 18         |  |  |  |
| Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 6,6 - 10,0       | 9          | 1,21 – 13,3       |  |  |  |
| SO <sub>3</sub>                | 1,3 - 3,6        | _          | 0,5 - 12,73       |  |  |  |
| CaO                            | 20,1 - 31,8      | 15         | 13,86 - 50,39     |  |  |  |
| Cl                             | 2,3 - 3,8        | _          | -                 |  |  |  |
| TiO <sub>2</sub>               | 3,6 - 5,5        | _          | 0,92 - 2,36       |  |  |  |
| K <sub>2</sub> O               | 2,1 - 3,0        | _          | 0,88 - 7,41       |  |  |  |
| P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>  | 0 - 1,0          | _          | 0,85 - 6,9        |  |  |  |
| ZnO                            | 0,9 - 1,8        | _          | -                 |  |  |  |
| Cr <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 0 - 0,19         | _          | -                 |  |  |  |
| MnO                            | 0,10 - 0,16      | _          | -                 |  |  |  |
| SrO                            | 0,05 - 0,14      | _          | -                 |  |  |  |
| ZrO <sub>2</sub>               | 0,11 - 0,12      | _          | -                 |  |  |  |
| CuO                            | 0 - 0,344        | _          | -                 |  |  |  |
| Ac                             | 0 - 0,036        | _          | -                 |  |  |  |
| Br                             | 0 - 0,009        | _          | -                 |  |  |  |
| Rb <sub>2</sub> O              | 0 - 0,014        | _          | -                 |  |  |  |
| MgO                            | 0 - 1,722        | 2          | 1,6 - 3,3         |  |  |  |
| Na <sub>2</sub> O              | _                | _          | 3,3 - 17,19       |  |  |  |
| V <sub>2</sub> O <sub>5</sub>  | 0 - 0,43         | _          | -                 |  |  |  |

Quadro 7 - Composição química da cinza de fundo de RSU.

É notória a diferença tanto nos teores de Óxidos principais (SiO<sub>2</sub>, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> e Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>), quanto nos teores de CaO e SO<sub>3</sub>, os quais têm influência nas reações de estabilização. Isto demonstra a variabilidade da composição química das cinzas de RSU.

#### 4.2 - Caracterização mineralógica

Nas Figuras 7, 8 e 9 são apresentados os resultados dos ensaios de Difração de raios-X no solo, cinza volante de RSU e cinza de fundo de RSU respetivamente. Na Figura 7, pode ser identificada a presença de Muscovita, Gehlenita, Quartzo, Calcita, Dolomita e Hematita, também encontrados por Fontes (2008).



Fig. 7 – Difração de raios-X do solo em estudo.



Fig. 8 – Difração de raios-X da cinza volante.



Fig. 9 – Difração de raios-X da cinza de fundo.

#### 4.3 - Caracterização ambiental

#### 4.3.1 – Cinza Volante

As concentrações de parâmetros inorgânicos do ensaio de Lixiviação são apresentadas no Quadro 8.

| Parâmetros  | Resultados analíticos<br>(mg/L) | VMP | Método de Referência |
|-------------|---------------------------------|-----|----------------------|
| Arsênio     | 0,27                            | 1   | SM21 3120 B          |
| Bário       | 0,52                            | 70  | SM21 3120 B          |
| Cádmio      | 0,05                            | 0,5 | SM21 3120 B          |
| Chumbo      | < 0,03                          | 1   | SM21 3120 B          |
| Cromo Total | 0,75                            | 5   | SM21 3120 B          |
| Fluoretos   | 2,01                            | 150 | SM21 4500-F C        |
| Mercúrio    | < 0,0005                        | 0,1 | EPA 7470 A           |
| Prata       | 0,02                            | 5   | SM21 3120 B          |
| Selênio     | < 0,05                          | 1   | SM21 3120 B          |

Quadro 8 - Resultados do Ensaio de Lixiviação - Parâmetros Inorgânicos na Cinza Volante.

VMP: Valor máximo permitido segundo a norma NBR 10004:2004 (ABNT, 2004a).

As concentrações de parâmetros inorgânicos do ensaio de Solubilização são apresentadas na Quadro 9. Os parâmetros inorgânicos apresentados no Quadro 8 como também os parâmetros orgânicos encontrados no extrato obtido no ensaio de lixiviação tem concentrações menores que os limites máximos estabelecidos no anexo F da Norma NBR 10004:2004 (ABNT, 2004a), pelo que o resíduo é classificado como não perigoso.

| Parâmetros                               | Resultados analíticos<br>(mg/L) | VMP   | Método de Referência                       |
|--|---------------------------------|-------|--|
| Alumínio                                 | 0,31                            | 0,2   | SM21 3120 B                                |
| Arsênio                                  | < 0,001                         | 0,01  | SM21 3120 B mod                            |
| Bário                                    | 0,41                            | 0,7   | SM21 3120 B                                |
| Cádmio                                   | < 0,003                         | 0,005 | SM21 3120 B                                |
| Chumbo                                   | < 0,002                         | 0,01  | SM21 3113 B                                |
| Cianetos                                 | < 0,005                         | 0,07  | SM21 4500-CN C/4500-CN F                   |
| Cloretos                                 | 783                             | 250   | SM21 4500- Cl- D                           |
| Cobre                                    | 0,01                            | 2     | SM21 3120 B                                |
| Cromo Total                              | 1,99                            | 0,05  | SM21 3120 B                                |
| Ferro                                    | 0,22                            | 0,3   | SM21 3120 B                                |
| Fluoretos                                | 0,56                            | 1,5   | SM21 4500-F C                              |
| Manganês                                 | < 0,002                         | 0,1   | SM21 3120 B                                |
| Mercúrio                                 | < 0,0005                        | 0,001 | EPA 7470 A                                 |
| Nitrato (como N)                         | 2,10                            | 10    | SM21 4500- NO <sup>-</sup> <sub>3</sub> F  |
| Prata                                    | < 0,003                         | 0,05  | SM21 3120 B                                |
| Selênio                                  | < 0,002                         | 0,01  | SM21 3113 B                                |
| Sódio                                    | 85,2                            | 200   | SM21 3120 B                                |
| Sulfato (expresso como SO <sub>4</sub> ) | 650                             | 250   | SM21 4500- SO <sub>4</sub> <sup>-2</sup> E |
| Surfactantes                             | < 0,40                          | 0,5   | SM21 5540 C                                |
| Zinco                                    | 0,04                            | 5     | SM21 3120 B                                |

Quadro 9 - Resultados do Ensaio de Solubilização - Parâmetros Inorgânicos na Cinza Volante.

VMP: Valor máximo permitido segundo a norma NBR 10004:2004 (ABNT, 2004a).

Os parâmetros inorgânicos apresentados no Quadro 9 como também os parâmetros orgânicos encontrados no extrato obtido no ensaio de solubilização têm concentrações menores que os limites máximos estabelecidos no anexo G da Norma NBR 10004:2004 (ABNT, 2004a), exceto o Alumínio, Cloretos, Cromo Total e Sulfatos, pelo que o resíduo é classificado como Não-inerte.

#### 4.3.2 – Cinza de Fundo

As concentrações de parâmetros inorgânicos do ensaio de Lixiviação são apresentadas no Quadro 10.

Os parâmetros inorgânicos apresentados no Quadro 10 como também os parâmetros orgânicos encontrados no extrato obtido no ensaio de lixiviação têm concentrações menores que os limites máximos estabelecidos no anexo F da Norma NBR 10004:2004 (ABNT, 2004a), pelo que o resíduo é classificado como não perigoso.

| Parâmetros  | Resultados analíticos<br>(mg/L) | VMP | Método de Referência |
|-------------|---------------------------------|-----|----------------------|
| Arsênio     | < 0,04                          | 1   | SM21 3120 B          |
| Bário       | 0,68                            | 70  | SM21 3120 B          |
| Cádmio      | 0,06                            | 0,5 | SM21 3120 B          |
| Chumbo      | < 0,03                          | 1   | SM21 3120 B          |
| Cromo Total | 0,03                            | 5   | SM21 3120 B          |
| Fluoretos   | 1,30                            | 150 | SM21 4500-F C        |
| Mercúrio    | < 0,0005                        | 0,1 | EPA 7470 A           |
| Prata       | < 0,003                         | 5   | SM21 3120 B          |
| Selênio     | < 0,05                          | 1   | SM21 3120 B          |

Quadro 10 - Resultados do Ensaio de Lixiviação - Parâmetros Inorgânicos na Cinza de Fundo.

VMP: Valor máximo permitido segundo a norma NBR 10004:2004 (ABNT, 2004a).

As concentrações de parâmetros inorgânicos do ensaio de Solubilização são apresentadas no Quadro 11.

Os parâmetros inorgânicos apresentados no Quadro 11 como também os parâmetros orgânicos encontrados no extrato obtido no ensaio de solubilização têm concentrações menores que os limites máximos estabelecidos no anexo G da Norma NBR 10004:2004 (ABNT, 2004a), exceto Cloretos, e Sulfatos, pelo que o resíduo é classificado como Não-inerte.

| Parâmetros  | Resultados analíticos<br>(mg/L) | VMP   | Método de Referência     |
|-------------|---------------------------------|-------|--------------------------|
| Alumínio    | 0,08                            | 0,2   | SM21 3120 B              |
| Arsênio     | < 0,001                         | 0,01  | SM21 3120 B mod          |
| Bário       | 0,19                            | 0,7   | SM21 3120 B              |
| Cádmio      | < 0,003                         | 0,005 | SM21 3120 B              |
| Chumbo      | < 0,002                         | 0,01  | SM21 3113 B              |
| Cianetos    | < 0,005                         | 0,07  | SM21 4500-CN C/4500-CN F |
| Cloretos    | 271                             | 250   | SM21 4500- Cl- D         |
| Cobre       | 0,02                            | 2     | SM21 3120 B              |
| Cromo Total | < 0,002                         | 0,05  | SM21 3120 B              |
| Ferro       | 0,06                            | 0,3   | SM21 3120 B              |
| Fluoretos   | 0,56                            | 1,5   | SM21 4500-F C            |
| Manganês    | < 0,002                         | 0,1   | SM21 3120 B              |
| Mercúrio    | < 0,0005                        | 0,001 | EPA 7470 A               |

Quadro 11 - Resultados do Ensaio de Solubilização - Parâmetros Inorgânicos na Cinza de Fundo.

VMP: Valor máximo permitido segundo a norma NBR 10004:2004 (ABNT, 2004a).

| Parâmetros                               | Resultados analíticos<br>(mg/L) | VMP  | Método de Referência                       |
|--|---------------------------------|------|--|
| Nitrato (como N)                         | 3,80                            | 10   | SM21 4500- NO <sub>-3</sub> F              |
| Prata                                    | < 0,003                         | 0,05 | SM21 3120 B                                |
| Selênio                                  | < 0,002                         | 0,01 | SM21 3113 B                                |
| Sódio                                    | 236                             | 200  | SM21 3120 B                                |
| Sulfato (expresso como SO <sub>4</sub> ) | 290                             | 250  | SM21 4500- SO <sub>4</sub> <sup>-2</sup> E |
| Surfactantes                             | < 0,40                          | 0,5  | SM21 5540 C                                |
| Zinco                                    | 0,11                            | 5    | SM21 3120 B                                |

Quadro 11 (continuação) - Resultados do Ensaio de Solubilização - Parâmetros Inorgânicos na Cinza de Fundo.

VMP: Valor maximo permitido segundo a norma NBR 10004:2004 (ABNT, 2004a).

#### 4.3.3 – Mistura S60/CV40: Solo (60%) – Cinza Volante (40%)

As concentrações de parâmetros inorgânicos do ensaio de Lixiviação são apresentadas no Quadro 12, e as de parâmetros inorgânicos do ensaio de Solubilização são apresentadas no Quadro 13.

Os parâmetros inorgânicos apresentados no Quadro 12 como também os parâmetros orgânicos encontrados no extrato obtido no ensaio de lixiviação tem concentrações menores que os limites máximos estabelecidos no anexo F da Norma NBR 10004:2004 (ABNT, 2004a), pelo que o resíduo é classificado como não perigoso.

Os parâmetros inorgânicos apresentados no Quadro 13 como também os parâmetros orgânicos encontrados no extrato obtido no ensaio de solubilização têm concentrações menores que os limites máximos estabelecidos no anexo G da Norma NBR 10004:2004 (ABNT, 2004a), exceto o Alumínio, Cloretos, Cromo Total e Sulfatos, pelo que o resíduo é classificado como Não-inerte.

| Parâmetros  | Resultados analíticos<br>(mg/L) | VMP | Método de Referência |
|-------------|---------------------------------|-----|----------------------|
| Arsênio     | 0,08                            | 1   | SM21 3120 B          |
| Bário       | 0,42                            | 70  | SM21 3120 B          |
| Cádmio      | 0,007                           | 0,5 | SM21 3120 B          |
| Chumbo      | < 0,03                          | 1   | SM21 3120 B          |
| Cromo Total | 0,25                            | 5   | SM21 3120 B          |
| Fluoretos   | 1,70                            | 150 | SM21 4500-F C        |
| Mercúrio    | < 0,0005                        | 0,1 | EPA 7470 A           |
| Prata       | < 0,003                         | 5   | SM21 3120 B          |
| Selênio     | < 0,05                          | 1   | SM21 3120 B          |

**Quadro 12** – Resultados do Ensaio de Lixiviação - Parâmetros Inorgânicos na mistura de Solo (60%) com Cinza Volante (40%).

VMP: Valor máximo permitido segundo a norma NBR 10004:2004 (ABNT, 2004a).

| Parâmetros                               | Resultados analíticos<br>(mg/L) | VMP   | Método de Referência                       |
|--|---------------------------------|-------|--|
| Alumínio                                 | 0,70                            | 0,2   | SM21 3120 B                                |
| Arsênio                                  | < 0,001                         | 0,01  | SM21 3120 B mod                            |
| Bário                                    | 0,20                            | 0,7   | SM21 3120 B                                |
| Cádmio                                   | < 0,003                         | 0,005 | SM21 3120 B                                |
| Chumbo                                   | < 0,002                         | 0,01  | SM21 3113 B                                |
| Cianetos                                 | < 0,005                         | 0,07  | SM21 4500-CN C/4500-CN F                   |
| Cloretos                                 | 389                             | 250   | SM21 4500- Cl <sup>-</sup> D               |
| Cobre                                    | 0,06                            | 2     | SM21 3120 B                                |
| Cromo Total                              | 0,88                            | 0,05  | SM21 3120 B                                |
| Ferro                                    | 0,09                            | 0,3   | SM21 3120 B                                |
| Fluoretos                                | 0,76                            | 1,5   | SM21 4500-F C                              |
| Manganês                                 | < 0,002                         | 0,1   | SM21 3120 B                                |
| Mercúrio                                 | < 0,0005                        | 0,001 | EPA 7470 A                                 |
| Nitrato (como N)                         | 0,90                            | 10    | SM21 4500- NO <sub>-3</sub> F              |
| Prata                                    | < 0,003                         | 0,05  | SM21 3120 B                                |
| Selênio                                  | < 0,002                         | 0,01  | SM21 3113 B                                |
| Sódio                                    | 362                             | 200   | SM21 3120 B                                |
| Sulfato (expresso como SO <sub>4</sub> ) | 600                             | 250   | SM21 4500- SO <sub>4</sub> <sup>-2</sup> E |
| Surfactantes                             | < 0,40                          | 0,5   | SM21 5540 C                                |
| Zinco                                    | 0,03                            | 5     | SM21 3120 B                                |

# Quadro 13 – Resultados do Ensaio de Solubilização - Parâmetros Inorgânicos na mistura de Solo (60%) com Cinza Volante (40%).

## 4.4 - Caracterização física

#### 4.4.1 – Granulometria

São apresentadas na Figura 10, as curvas granulométricas do solo, cinza volante e cinza de fundo, mostrando o caráter arenoso das cinzas.

#### 4.4.2 – Limites de Atterberg

Os Limites de Atterberg para as cinzas puras não puderam ser determinados, devido ao comportamento granular do material, que durante o ensaio não apresentou características plásticas para a sua realização. A inserção da cinza volante diminui o limite líquido e o índice de plasticidade, e aumenta o limite plástico do solo, como mostrado na Figura 11.



Fig. 10 - Granulometria do solo, cinza volante e cinza de fundo.



Fig. 11 - Variação dos Limites de Atterberg e índice de plasticidade com o teor de cinza volante.

Na Figura 12, é apresentado o efeito da adição de cinza de fundo no solo. A tendência é a mesma que a da cinza volante, reduzindo o índice de plasticidade.



Fig. 12 – Variação dos Limites de Atterberg e índice de plasticidade com o teor de cinza de fundo.

## 4.4.3 – Classificação MCT

Com relação à classificação MCT foram obtidos os seguintes parâmetros: c'=1,62; d'=50,0; e'=1,39. O solo é classificado como NG', de comportamento "não-laterítico-argiloso" (Figura 13). Estes solos quando compactados nas condições de umidade ótima e massa específica aparente máxima da energia normal, apresentam características das argilas tradicionais muito plásticas e expansivas. O emprego destes solos se prende às restrições conseqüentes à sua elevada expansibi-



Fig. 13 – Classificação MCT.

lidade, plasticidade, compressibilidade e contração, quando submetidos à secagem; seu emprego não é recomendado para base de pavimentos, sendo uns dos solos piores para fins de pavimentação, dentre os solos tropicais (Nogami e Villibor, 1995).

#### 4.4.4 – Compactação

Das curvas de compactação do solo e das misturas com cinza volante, obtidas a partir dos ensaios de Proctor Modificado, pode-se indicar que, ao aumentar o teor de cinza volante na mistura, a máxima densidade aparente seca tende a diminuir. Reparou-se também que o teor de umidade ótima decresce para um teor de 20% de cinza volante e cresce para um teor de 40% (Figura 14). Como pode ser observado na Figura 15, ao aumentar o teor de cinza de fundo na mistura, a máxima densidade aparente seca tende a diminuir. O teor de umidade ótima decresce para os teores de 20% e 40% de cinza de fundo.

Em contraste com o solo natural, é de interesse notar que para uma considerável variação do teor de umidade, somente uma pequena mudança na massa especifica aparente seca acontece nas misturas de solo com cinzas. Isto sugere que as misturas podem ser compactadas numa ampla faixa de teores de umidade para atingir a densidade de campo desejada.

| Material ou mistura | w <sub>otm</sub> (%) | γd <sub>max</sub> (g/cm <sup>3</sup> ) |
|---------------------|----------------------|--|
| S                   | 18,5                 | 1,718                                  |
| S80/CV20            | 14,3                 | 1,650                                  |
| S60/CV40            | 22,5                 | 1,555                                  |
| S80/CF20            | 16,5                 | 1,672                                  |
| S60/CF40            | 16,0                 | 1,622                                  |

Quadro 14 - Valores de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima.



Fig. 14 - Curva de compactação do solo e misturas com cinza volante.



Fig. 15 - Curva de compactação do solo e misturas com cinza de fundo.

#### 4.5 - Caracterização mecânica

#### 4.5.1 – Módulo resiliente

As Figuras 16, 17 e 18 esquematizam superfícies no espaço tridimensional  $\sigma_3 \propto \sigma_d \propto MR$  para uma faixa de tensões normalmente experimentadas em pavimentos, as quais foram geradas por ajuste baseados no modelo Composto. O propósito de se obter tais superfícies é para previsão de Módulos Resilientes para diversas combinações de tensão confinante e desviadora.

Os resultados obtidos dos ensaios de Módulo de Resiliência demonstram que o solo em estudo é dependente da tensão desviadora e, mesmo adicionando as cinzas, este comportamento não muda. Dos modelos obtidos, aprecia-se que, quanto maior a tensão desviadora, menor o valor do Módulo Resiliente.

A mistura com 20% de cinza volante melhorou o comportamento mecânico do solo puro, a mistura com 40% de cinza volante piorou o comportamento mecânico, mas melhorou com o tempo de cura (Figura 19). Outro fator de influência é o número de ciclos de carregamento (Figura 20). O módulo resiliente melhorou com o carregamento cíclico.

| Material ou mistura | k <sub>1</sub> | <i>k</i> <sub>2</sub> | k <sub>3</sub> |
|---------------------|----------------|-----------------------|----------------|
| S                   | 185,2712       | 0,1772                | -0,4197        |
| S80/CV20            | 305,5556       | 0,2939                | -0,4708        |
| S60/CV40 (*)        | 181,3510       | 0,2364                | -0,4482        |
| S60/CV40 (**)       | 311,1900       | 0,2100                | -0,3400        |
| S80/CF20            | 120,3640       | 0,1259                | -0,5194        |
| S60/CF40            | 112,3940       | 0,0799                | -0,3898        |

Quadro 15 – Valores dos coeficientes do Modelo Composto para cada mistura, compactados na umidade ótima.

(\*) Com 7 dias de cura após compactação.

(\*) Com 21 dias de cura após compactação.



Fig. 16 - Gráfico 3D do modelo composto do Módulo Resiliente do solo puro.



Fig. 17 - Gráfico 3D do modelo composto do Módulo Resiliente da mistura S60/CV40 com 21 dias de cura.



Fig. 18 - Gráfico 3D do modelo composto do Módulo Resiliente da mistura S60/CF40.



Fig. 19 - Módulo resiliente vs. tensão do solo com 40% de cinza volante - variação do tempo de cura.



Fig. 20 – Módulo resiliente vs. tensão do solo com 40% de cinza volante – variação do número de ciclos.

A mistura com 20% de cinza volante foi avaliada para vários teores de umidade. Os resultados indicaram que o módulo resiliente aumentou com o decaimento do teor de umidade (Figura 21).



Fig. 21 – Módulo resiliente vs. Tensão do solo com 20% de cinza volante – variação da umidade.

#### 4.5.2 – Deformação permanente

Como mostrado na Figura 22, a deformação permanente tende a estabilizar atingindo um platô. É observado que o teste 3 tem uma alta deformação permanente, isto devido ao incremento de tensões aplicadas no ensaio.



Fig. 22 – Deformação permanente acumulada ao longo dos ciclos de aplicação de cargas.

O módulo resiliente é incrementado com o número de ciclos de carregamento (Figura 23). Isto pode ser explicado pela diminuição da deformação elástica (Figura 24).



Fig. 23 - Variação do módulo resiliente ao longo do ensaio de deformação permanente.



Fig. 24 - Variação de deformação elástica ao longo do ensaio de deformação permanente.

Foi pesquisada a ocorrência da acomodação plástica (Shakedown) utilizando um modelo de comportamento desenvolvido por Dawson e Wellner, citado por Werkmeister (2003). Os resultados do ensaio de deformação permanente para a mistura solo – cinza volante, são apresentados na Figura 25, visando a pesquisa do Shakedown.



Fig. 25 – Pesquisa da ocorrência do Shakedown.

Analisando a Figura 25, se percebe que todos os ensaios conduzidos com a mistura solo-cinza volante, apresentaram um típico comportamento de nível A, ou seja, mostraram o acomodamento plástico (shakedown), conforme o modelo proposto por Werkmeister (2003). A caracterização do comportamento de nível A se dá tanto pela forma da curva, aproximadamente paralela ao eixo vertical, quanto pelo fato da taxa de acréscimo da deformação permanente ter atingido a ordem de grandeza de 10<sup>-7</sup> (x 10<sup>-3</sup> m/ciclo de carga). Ou seja, nos ciclos finais de aplicação de carga, o corpo-de-prova teve sua deformação permanente aumentada em apenas 10<sup>-7</sup> mm a cada novo ciclo.

Werkmeister *et al.* (2004) menciona que no nível A, o material tem uma resposta de comportamento plástico até um numero finito de aplicações de carga, mas depois de se completar o período de pós-compactação, a resposta vem a ser completamente resiliente e não mais acontecem deformações permanentes. Um pavimento nesta condição teria um comportamento de equilíbrio estável na sua resposta às cargas.

Pyo (2012) realizou testes de carregamento cíclico em solos moles, encontrou resultados semelhantes aos mostrados na Figura 23, onde o Módulo Resiliente cresce com o número de ciclos de carga, este comportamento aparece no comportamento do nível A. Guimarães (2009) também encontrou resultados similares testando lateritas, britas e solo residual em determinados estados de tensões.

O modelo de Uzan (Uzan, 1982) foi utilizado para a previsão da deformação permanente tendo como resultado a equação seguinte:

$$\varepsilon_{\rm p}/\varepsilon_{\rm r} = 0,4268.{\rm N}^{-0,2945}$$
 (2)



A curva de correlação com os resultados dos testes são apresentados na Figura 26.

Fig. 26 - Curva de correlação do modelo de Uzan.

#### 4.5.3 - CBR

Os valores de expansão apresentam-se na Figura 27. Observa-se que a cinza volante diminui a expansibilidade do material, quanto maior for o seu teor, em contrapartida, teores altos de cinza

volante quando adicionados ao solo podem piorar o seu comportamento mecânico, resultando em uma maior espessura de camada, como se observa na Figura 29. A cinza de fundo também diminuiu a expansibilidade do solo, embora não tenha sido tão eficiente como a cinza volante, ressaltandose que o comportamento de misturas com cinzas deve ser cuidadosamente avaliado para diversos teores, analisando-se resultados físicos, químicos, ambientais e mecânicos em conjunto.

A adição de cinza volante aumentou o valor do CBR do solo puro em 16 vezes, entanto que a inserção da cinza de fundo aumentou em 4 vezes o valor do CBR do solo puro (Figura 28).



Fig. 27 - Variação da expansão do solo com o teor de cinza aos 4 dias de imersão.



Fig. 28 – Valores de CBR na umidade ótima.

#### 4.3 - Dimensionamento do pavimento típico

Dos ensaios de Módulo Resiliente, notou-se que as misturas com Cinza Volante apresentam maiores valores do Módulo Resiliente que as misturas com Cinza de Fundo, pelo que o dimensio - namento do pavimento se fez só com este tipo de Cinza. A Figura 29 apresenta as espessuras de camadas em função do período de projeto para cada tipo de mistura, as quais foram obtidas mediante o programa computacional SisPav (Franco, 2007). A mistura com 20% de cinza volante melhorou o comportamento mecânico do solo puro, o que se revela pela diminuição da espessura da camada de base em comparação ao solo puro, para um mesmo nível de carregamento e mesmos parâmetros (critérios) de dimensionamento.



Fig. 29 - Variação das espessuras de camada em função do período de projeto.

#### 5 – CONCLUSÕES

Caracterizaram-se os materiais estudados com o intuito de conhecer suas propriedades físicas, químicas e mecânicas. As propriedades do solo foram modificadas pela ação das cinzas. Estas mudanças foram influenciadas por parâmetros tais como teor de cinza, umidade, tempo de cura e número de ciclos de carga.

O solo puro estudado apresentou comportamento mecânico, em termos de módulo resiliente e expansibilidade, inapropriado para bases de pavimentos. Os ensaios conduzidos com as misturas solocinza volante e solo-cinza de fundo procuraram pesquisar a influência destas cinzas no comportamento mecânico, sendo que a cinza volante, em teor de 40% e com tempo de cura mínimo de 21 dias, conseguiu melhorar o desempenho do solo em termos de módulo resiliente e expansibilidade.

Foram realizadas análises ambientais caracterizando as cinzas como resíduo não perigoso – não inerte, o qual potencializa a utilização destes resíduos em base de pavimentos. Estes resultados iniciais deverão ser complementados com outros ensaios que nos permitam dar viabilidade ambiental.

Através dos resultados obtidos conclui-se que as misturas com inserção de cinzas de RSU apresentaram um comportamento mecânico compatível com as exigências de um pavimento de baixo volume de tráfego, sendo que isto dependerá da utilização de teores de cinza e umidades adequados.

#### 6 - AGRADECIMENTOS

Os autores querem expressar seus agradecimentos ao CNPq pelo apoio financeiro (Projeto MCT/CNPq 14/2009, Processo 480748/2009-8), à Usina Verde pelo fornecimento das cinzas para o estudo realizado e ao Laboratório de Mecânica dos Pavimentos da COPPE/UFRJ, que permitiu a realização dos ensaios desta pesquisa.

## 7 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO (1996) AASHTO TP46-94 Standard Test Method for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C..
- ABNT (1984a) NBR 6459/84 Determinação do Limite de Liquidez. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ABNT (1984b) NBR 7180/84 *Determinação do Limite de Plasticidade*. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ABNT (1984c) NBR 7181/84 Análise Granulométrica. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ABNT (1986) NBR 7182/86 Ensaio de Compactação. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ABNT (1987) NBR 9895/87 Solo Índice de Suporte Califórnia. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ABNT (2004a) NBR 10004/04: *Resíduos Sólidos Classificação*. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ABNT (2004b) NBR 10005/04: *Lixiviação de Resíduos Procedimento*. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ABNT (2004c) NBR 10006/04: Solubilização de Resíduos Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- Arm, M. (2003) Mechanical Properties of Residues as Unbound Road Materials experimental tests on MSWI bottom ash, crushed concrete and blast furnace slag. Doctoral thesis. Department of Land and Water Resource Engineering. Royal Institute of Technology. Stockholm, Sweden.
- Badreddine, R.; François, D. (2009) Assessment of the PCDD/F fate from MSWI residue used in road construction in France, Chemosphere, Volume 74, Issue 3, January 2009, pp 363-369.
- DNER (1994a) DNER-ME 131/94 Solos Determinação do Módulo de Resiliência. Método de Ensaio. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem.
- DNER (1994b) DNER-ME 258/94 Solos compactados em equipamento miniatura Mini MCV. Método de Ensaio. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem.
- Fontes, C. M. A. (2008) Utilização das cinzas de lodo de esgoto e de resíduo sólido urbano em concretos de alto desempenho. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Franco, F. A. C. P. (2007) Método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos - SisPAV. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Guimarães, A. C. R. (2009) "Um Método Mecanístico Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos", Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Lam, Charles H. K.; Ip, Alvin W. M.; Barford, John Patrick; McKay, Gordon (2010) Use of Incineration MSW Ash: A Review. Sustainability 2, No. 7: 1943-1968.
- Medina, J., Motta, L. M. G. (2005) *Mecânica dos Pavimentos*. 2<sup>a</sup> Edição. Editora UFRJ. Rio de Janeiro. Brasil. 570 p.
- Nogami, J. S., Villibor, D. F. (1995) *Pavimentos de Baixo Custo com Solos Lateríticos*, Editora Villibor, São Paulo. 240 p.
- Pyo, Sang Chul (2012) Study of Non-Linear Stress Distribution and Permanent Deformation of Unbound Pavement Layers with Soft Subgrade under Various Stabilization Measures. PhD Thesis. North Carolina State University.
- Rezende, L. (1999) Técnicas Alternativas para a Construção de Bases de Pavimentos Rodoviários. Dissertação de M.Sc., UnB, Brasília, DF, Brasil.
- Statsoft, Inc. (2004) Programa computacional Statistica 7.0. E.U.A.
- Uzan J. (1982) Permanent Deformation in Pavement Design and Evaluation. Technion. Israel Institute of Technology.
- Vizcarra, G.O.C. (2010) Aplicabilidade de Cinzas de Resíduo Sólido Urbano Para Base de Pavimentos. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio.
- Werkmeister, S. (2003) Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Materials in Pavement Construction. Thesis. Technical University of Dresden, 2003.
- Werkmeister, S., Dawson, A. R., Wellner, F. (2004) *Pavement Design Model for Unbound Granular Materials*. Journal of Transportation Engineering, Vol. 130, No. 5, September. ASCE.
- Wiles, C. (1996) Municipal solid waste combustion ash: State-of-the-knowledge. Journal of Hazardous Materials. Vol. 47, p. 325-344.

# UM MODELO DISCRETO DE PARTÍCULAS 2D PARA SIMULAÇÃO DA FRATURA EM ROCHA: FORMULAÇÃO E CALIBRAÇÃO

A 2D discrete particle model for rock fracture: formulation and calibration

Nuno Monteiro Azevedo\* Fátima Gouveia\*\*

**RESUMO** – Modelos detalhados de partículas têm sido adotados na modelação da fratura em materiais quasefrágeis. Neste artigo é adotado um modelo de partículas 2D que tem sido desenvolvido tendo em vista o estudo da fratura em rocha. Os sistemas de partículas são gerados com base num algoritmo de geração de partículas poligonais baseado nos Voronois de Laguerre da triangulação de Delaunay dos centros de gravidade das partículas circulares. O modelo de partículas poligonais, aproximado através de partículas circulares que interagem entre si através de um esquema de contacto múltiplo, é validado em ensaios biaxiais, e em ensaios do tipo Brasileiro, em rocha. São apresentados vários estudos paramétricos que permitem identificar a influência dos parâmetros micromecânicos nas propriedades macroscópicas, elásticas e resistentes. É por fim analisada a relevância de um modelo de contacto com leis de enfraquecimento bilinear em tração e corte de modo a obter valores coerentes de tração última nos ensaios diretos e nos ensaios Brasileiros.

**ABSTRACT** – Detailed rigid particle models have been proposed for modelling fracture in quasi-brittle materials. In the present study, a 2D rigid particle model that has been developed to study fracture phenomena in rock is adopted. The particle assemblies are created using a particle generation algorithm that generates polygonal shaped particles based on the Laguerre Voronois of the circular particle gravity centres of an initial circular particle assembly. The particles are considered to interact through a multiple contact point model where the contact width and the contact location are defined given the Voronoi tessellation. The particle model is validated against known triaxial and Brazilian test results of a granite rock. Several parameters on both the macroscopic elastic and strength properties. Finally, a reference is made to the relevance of adopting a bilinear tensile/shear softening contact model in order to obtain coherent ultimate tensile values in direct tensile tests and in Brazilian tests.

PALAVRAS CHAVE - Modelo de partículas, fratura em rocha, estudos paramétricos.

# 1 – INTRODUÇÃO

O Método dos Elementos Discretos, MED, tendo por base uma idealização de meio descontínuo, foi inicialmente desenvolvido para a análise da estabilidade de maciços rochosos diaclasados, modelos de blocos (Cundall, 1971), tendo sido posteriormente adaptado ao estudo do comportamento mecânico de materiais granulares, modelos de partículas, (Cundall e Strack, 1979).

O MED, blocos ou partículas, baseia-se num esquema numérico explícito, que recorre a leis de interação simples para determinar as forças nos contactos, incluindo algoritmos de deteção e atualização dos contactos. Dadas as forças aplicadas em cada bloco/partícula, a 2ª lei do movimento

<sup>\*</sup> Investigador Auxiliar, Departamento de Barragens de Betão, LNEC E-mail: nazevedo@lnec.pt

<sup>\*\*</sup> Engenheira Civil, Bolseira de Investigação, Departamento de Barragens de Betão, LNEC.

de Newton é utilizada de modo a definir a nova posição de cada bloco/partícula. A potencialidade desta técnica de modelação na análise de problemas geomecânicos, os principais tópicos de formulação e implementação associados ao MED e novas perspetivas de aplicação são analisadas em Lemos (2004).

No modelo proposto por Cundall e Strack (1979) o material granular é simulado como um conjunto de discos ou esferas rígidas, que interagem entre si através de contactos pontuais, dotados de rigidez nas direções normal e transversal. Desde o final do século XX, modelos detalhados de partículas 2D, MP, têm sido adotados na modelação da fratura no betão e em rocha, Meguro e Hakuno (1989), Schlangen e Garboczi (1997), Potyondy e Cundall (1996). Mais recentemente, têm sido apresentados diversos modelos 3D para o estudo da fratura em rocha e no betão, Liliu e Van Mier (2003), Potyondy e Cundall (2004), Hentz *et al.* (2004) e Wang e Tonon (2009).

Os modelos MP, ao terem em conta a estrutura granular e a heterogeneidade do material, incluem uma dimensão limite à localização do dano e permitem reproduzir padrões de fendilhação e comportamentos macroscópicos semelhantes aos observados em ensaios laboratoriais em rocha e betão. Os modelos MP são conceptualmente mais simples do que os modelos baseados numa abordagem contínua, e, ao terem como base uma idealização de meio descontínuo, o desenvolvimento de superfícies de rotura ocorre naturalmente. Com base em leis de interação simples entre partículas, é possível gerar um material sintético que possui um comportamento global complexo próximo do expectável em rocha.

No MP, 2D e 3D, proposto por Potyondy e Cundall (2004), é adotado o modelo de contacto pontual para a simulação da interação entre partículas, em paralelo com um modelo que permite a transmissão de momentos através de uma mola com rigidez rotacional para a simulação do material de ligação. O modelo proposto por Potyondy e Cundall (2004) não permite simular corretamente os resultados experimentais obtidos em rocha, nomeadamente, a relação entre a resistência à compressão e à tração uniaxial, bem como o ângulo de atrito macroscópico obtido com base em ensaios triaxiais. Para reduzir este efeito, outras técnicas foram propostas, entre as quais a formação de geometrias mais complexas através de aglomerados de partículas circulares, Cho *et al.* (2007), ou a adoção de partículas poligonais, Potyondy (2010), Kazerani e Zhao (2010), Lan *et al.* (2010) e Kazerani (2011). Os modelos MP baseados em aglomerados de partículas circulares ou em partículas poligonais são computacionalmente exigentes, e por este motivo apenas têm sido aplicados em 2D.

Em Wang e Tonon (2009) é apresentado um modelo MP de partículas esféricas que consegue modelar a envolvente de rotura triaxial de uma rocha granítica do tipo Lac du Bonnet. A melhoria no desempenho do modelo está associada ao acréscimo do número de contactos por partícula, quando comparado ao existente no modelo proposto por Potyondy e Cundall (2004). No entanto o modelo proposto não é capaz de reproduzir a relação entre a resistência à compressão e a resistência à tração uniaxial.

Neste artigo é apresentado um modelo de partículas 2D que tem sido desenvolvido tendo em vista o estudo da fratura em rocha VGCM-2D Azevedo e Lemos (2011). Os sistemas de partículas são gerados com base num algoritmo de geração de partículas poligonais baseado na tesselação de Voronois de Laguerre, Okabe *et al.* (1992), dos centros de gravidade das partículas circulares previamente inseridas. O modelo de partículas poligonais é aproximado através de partículas circulares que interagem entre si através de um esquema de contacto múltiplo, sendo a localização e a altura do contacto definidas com base na estrutura de Voronois de Laguerre.

Apresenta-se ainda um estudo paramétrico para caracterização dos parâmetros introduzidos no modelo de elementos discretos VGCM-2D e analisa-se a sua influência no comportamento macroscópico do material, nomeadamente na resistência à compressão e à tração, atrito interno e coesão. Os micro-parâmetros analisados incluem a rigidez normal e tangencial do contacto, o coeficiente de atrito do contacto entre partículas e a resistência à tração e ao corte do contacto. Dada a incoerência identificada nos valores de resistência à tração obtidas em ensaios diretos e em ensaios do tipo Brasileiro com um modelo frágil, apresentam-se também os valores obtidos com base num modelo de contacto com leis de enfraquecimento bilineares da resistência última do contacto à tração e do termo coesivo do contacto.

A calibração do modelo foi realizada com base em resultados de ensaios experimentais de compressão triaxial e ensaios do tipo Brasileiro, executados em amostras de granito Augig, Kazerani e Zhao (2010). Os resultados obtidos foram ainda comparados com análises numéricas realizadas por Kazerani e Zhao (2010), num modelo de partículas poligonais com base no programa comercial Itasca-UDEC (2004).

#### 2 – FORMULAÇÃO

No MED a solução numérica é obtida através da aplicação da segunda lei de Newton para o cálculo da posição da partícula e de leis força-deslocamento para determinar as forças no contacto. As forças são obtidas por integração das equações do movimento, de forma explícita, com base no método das diferenças centrais.

A lei do movimento é dada pelas seguintes equações:

$$F_i(t) + F_i^{d}(t) = m \ddot{x}_i$$
<sup>(1)</sup>

$$M_{i}(t) + M_{i}^{d}(t) = I \dot{\omega}_{i}$$

$$\tag{2}$$

nas quais,  $F_i e M_i(t)$  correspondem, respetivamente, à força e momento totais, aplicados no instante t; m e I à massa e momento de inércia da partícula;  $\ddot{x}_i$  à aceleração da partícula e  $\dot{\omega}_i$  à aceleração angular da partícula. A força e o momento resultantes do amortecimento local são determinados através das seguintes expressões:

$$F_i^{d}(t) = -\alpha |F_i(t)| \operatorname{sign}(\ddot{x}_i)$$
(3)

$$M_{i}^{d}(t) = -\alpha \mid M_{i}(t) \mid \text{sign}(\dot{\omega}_{i})$$
(4)

Correspondendo o parâmetro  $\alpha$  ao coeficiente de amortecimento local não viscoso e sendo a função sign(x) dada por:

$$sign(x) = \begin{cases} +1, x > 0 \\ -1, x < 0 \\ 0, x = 0 \end{cases}$$
(5)

Este tipo de amortecimento, inicialmente proposto por Cundall (1987), não é proporcional à velocidade tal como o amortecimento viscoso, mas sim à magnitude da força total desequilibrada e com sentido oposto ao movimento associado ao passo de cálculo anterior.

A integração da equação do movimento é realizada de forma explícita, recorrendo ao método das diferenças centrais, Azevedo (2003).

#### 2.1 – Modelo de contacto VGCM-2D

O modelo de contacto VGCM-2D baseia-se no modelo GCM, *generalized contact model*, Azevedo e Lemos (2005), que permite a transmissão de forças e momentos entre partículas através de um ou mais pontos de contacto. Os pontos de contacto locais são dispostos ao longo do plano de contacto, de forma simétrica relativamente a um ponto de referência, Fig. 1. O número de pontos locais adotados na discretização do contacto é um parâmetro do modelo.

Ao contrário do modelo de contacto pontual tradicional, PCM, que apenas permite a transmissão de forças através do contacto, o modelo adotado tem a capacidade de transmitir momentos, o que possibilita respostas dos sistemas de partículas mais próximas das obtidas experimentalmente em materiais coesivos, Azevedo e Lemos (2005).

A particularidade do modelo utilizado está associada ao facto de a altura e posição do contacto ser definida a partir de uma tesselação de Voronoi de Laguerre, Fig. 5 b). Esta solução permite obter um maior número de ligações entre cada partícula, quando comparado com os modelos tradicionais de partículas circulares, Potyondy e Cundall (2004) e Diederichs (2000).

Modelos com partículas poligonais, Potyondy (2010), Kazerani e Zhao (2010) e Lan *et al.* (2010), têm conduzido a resultados mais próximos dos obtidos experimentalmente em rocha, nomeadamente na relação entre a resistência à tração e à compressão. Apesar de o modelo VGCM-2D estar associado a partículas circulares, o tipo de contacto adotado, antes de ocorrer a rotura do mesmo, constitui uma aproximação do contacto tipo aresta-aresta implementado nos modelos de partículas poligonais, com a vantagem de ser computacionalmente menos exigente.

#### 2.1.1 – Relação força-deslocamento

O vetor normal unitário à superfície de contacto é determinado recorrendo à posição do centro de gravidade das partículas,  $x_i$ , e à distância entre elas, d , de acordo com a seguinte expressão, ver Fig. 1:

$$n_i = \frac{x_i^{[B]} - x_i^{[A]}}{d} \tag{6}$$

A sobreposição entre partículas no ponto de contacto de referência,  $U_n^{[0]}$ , é obtida através da seguinte expressão, ver Fig. 1:

$$U_{n}^{[0]} = R^{[A]} + R^{[B]} - d$$
(7)



a) Altura e localização dos contactos

b) Discretização do contacto: três pontos locais

Fig. 1 – Modelo de contacto VGCM-2D.

Os pontos de contacto locais encontram-se dispostos ao longo da superfície de contacto de forma simétrica. Tendo em conta que a localização do plano de contacto é definida pela tesselação de Voronoi de Laguerre, é necessário recorrer a um fator, d<sub>v</sub>, para realizar a translação do plano de contacto definido geometricamente, para o novo plano de contacto:

$$x_{i}^{[0]} = x_{i}^{[A]} + \left(R^{[A]} - \frac{1}{2}U_{n} - d_{v}\right)n_{i}$$
(8)

A posição de cada um dos pontos locais,  $x_i^{[J]}$ , é definida relativamente à posição do ponto de contacto de referência, recorrendo ao vetor unitário tangente ao plano de contacto,  $t_i$ , e à altura relativa do mesmo,  $W^{[J]}$ :

$$x_i^{[J]} = x_i^{[0]} + W^{[J]} t_i$$
(9)

A velocidade do ponto de contacto local,  $\dot{x}_i^{[I]}$ , é considerada constante durante o passo de cálculo e corresponde à diferença entre as velocidades associadas às partículas A e B, nesse mesmo ponto:

$$\dot{x}_{i}^{[J]} = (\dot{x}_{i}^{[J]})_{B} - (\dot{x}_{i}^{[J]})_{A}$$

$$= (\dot{x}_{i}^{B} + \varepsilon_{i3k} \,\omega_{3}^{B} (\dot{x}_{i}^{[J]} - \dot{x}_{i}^{B})) - (\dot{x}_{i}^{A_{1}} + \varepsilon_{i3k} \,\omega_{3}^{A} (\dot{x}_{i}^{[J]} - \dot{x}_{i}^{A}))$$

$$(10)$$

em que,  $\varepsilon_{i_{3k}}$  é o símbolo de permutação. O incremento de deslocamento de cada ponto de contacto local, associado ao intervalo  $\Delta t$ , nas componentes normal,  $\Delta x_n^{[I]}$ , e de corte,  $\Delta x_{s,i}^{[I]}$ , é determinado através das seguintes expressões:

$$\Delta x_n^{[J]} = \left(\dot{x}_i^{[J]} \Delta t\right) n_i \tag{11}$$

$$\Delta x_{s,i}^{[J]} = \left(\dot{x}_i^{[J]} \Delta t\right) - \Delta x_n^{[J]} n_i$$
(12)

Nesta formulação, a componente normal do deslocamento do ponto de contacto local corresponde a uma grandeza escalar e a componente tangencial, a uma grandeza vetorial. A atualização da sobreposição entre partículas, no ponto de contacto local, é realizada de forma incremental recorrendo à velocidade do contacto, no intervalo  $\Delta t$ :

$$U_n^{[J]} = U_{n,\text{anterior}}^{[J]} + (\dot{x}_i^{[J]} n_i) \Delta t$$
(13)

Os incrementos de força normal,  $\Delta F_n^{[J]}$ , e de corte,  $\Delta F_{s,i}^{[J]}$ , em cada ponto de contacto local, são determinados de acordo com uma relação força-deslocamento linear. A rigidez normal,  $k_n^{[J]}$  e de corte,  $k_s^{[J]}$ , apresentadas na expressão seguinte, estão associadas ao contacto local:

$$\Delta F_n^{[J]} = -k_n^{[J]} \Delta x_n^{[J]} \tag{14}$$

$$\Delta F_{s,i}^{[J]} = -k_s^{[J]} \Delta x_s^{[J]}$$
(15)

77

A atualização das componentes, normal e tangencial da força no ponto de contacto local é efetuada de acordo com as seguintes expressões:

$$F_{n}^{[J]} = F_{n,anterior}^{[J]} + \Delta F_{n}^{[J]}$$
(16)

$$F_{s,i}^{[J]} = F_{s,i,anterior}^{[J]} - \varepsilon_{ik3} \varepsilon_{3mn} F_{s,k,anterior}^{[J]} n_m n_n + \Delta F_{s,i}^{[J]}$$
(17)

Dado que a força de corte é armazenada na forma vetorial, no sistema de coordenadas globais, é necessário proceder à correção da direção da força de corte anterior, tendo em conta o novo plano de contacto, associado ao passo de cálculo atual.

Após a atualização das forças normal e de corte exercidas em cada ponto de contacto local são verificadas as condições impostas no modelo constitutivo associado ao contacto. Caso as condições intrínsecas ao modelo adotado não sejam satisfeitas, é realizado um ajuste destas forças.

A força resultante exercida sobre cada ponto de contacto local, k<sup>[J]</sup>, é calculada através da seguinte expressão:

$$F^{[J]} = F_n^{[J]} n_i + F_{s,i}^{[J]}$$
(18)

As forças,  $F_i^{[C]}$ , e o momento,  $M_3^{[C]}$ , que atuam sobre o ponto de contacto de referência, resultam da contribuição das forças exercidas sobre todos os pontos locais, podendo ser determinados através das seguintes expressões:

$$F_{i}^{[C]} = \sum_{I} F_{i}^{[J]}$$
(19)

$$M_{3}^{[C]} = -\sum_{J} F_{n}^{[J]} W^{[J]}$$
(20)

Após o cálculo das forças e do momento exercidos sobre o ponto de contacto de referência, procede-se à transferência dos mesmos para as partículas, de acordo com as seguintes expressões:

$$F_i^{[A]} = F_i^{[A]} - F_i^{[C]}$$
(21)

$$F_{i}^{[B]} = F_{i}^{[B]} + F_{i}^{[C]}$$
(22)

$$M_{3}^{[A]} = M_{3}^{[A]} - \varepsilon_{3jk} \left( x_{j}^{0} - x_{j}^{[A]} \right) F_{k}^{[C]} - M_{3}^{[C]}$$
(23)

$$M_{3}^{[B]} = M_{3}^{[B]} - \varepsilon_{3jk} \left( x_{j}^{0} - x_{j}^{[B]} \right) F_{k}^{[C]} - M_{3}^{[C]}$$
(24)

Em cada passo de cálculo, conhecidas as forças exercidas no centro de gravidade das partículas aplica-se a segunda lei de Newton, e com base no método das diferenças centrais atualizam-se as velocidades e os deslocamentos de cada partícula. Por fim procede-se à atualização dos contactos.

Caso se pretenda obter apenas a solução estática, é possível recorrer à técnica de escalar as massas, Underwood (1983), o que permite aumentar a taxa de convergência do algoritmo através da redução da relação entre as frequências mínima e máxima do sistema. Neste caso, a massa e a

inércia dos elementos discretos são alteradas em cada passo de cálculo, de forma a garantir estabilidade do algoritmo para um incremento de tempo unitário. A massa e inércia normalizadas são determinadas através das seguintes expressões:

$$m_{scaled} = 0.25 K_t$$
<sup>(25)</sup>

$$I_{\text{scaled}} = 0,25 \text{ K}_{\theta} \tag{26}$$

As rigidezes de translação,  $K_t$ , e de rotação das partículas,  $K_{\theta}$ , têm de ter em conta a contribuição de todas as partículas em contacto com a mesma, em cada passo de cálculo. Os seus valores máximos, não tendo em consideração a orientação do plano de contacto, podem ser determinados através das seguintes expressões:

$$K_{t} = \sum_{c=1}^{N} 2\left(\sum_{J} k_{n}^{[J]} + \sum_{J} k_{s}^{[J]}\right)$$
(27)

$$K_{\theta} = \sum_{c=1}^{N} \left[ \sum_{J} k_{s}^{[J]} \left( d_{AC}^{2} + d_{AC} \ d_{BC} \right) + 2 \sum_{J} k_{n}^{[J]} \left( W^{[J]} \right)^{2} \right]$$
(28)

correspondendo:  $d_{AC} = \| x_i^{[A]} - x_i^{[0]} \|$  e  $d_{BC} = \| x_i^{[B]} - x_i^{[0]} \|$  à distância entre o centro de gravidade das partículas A e B e o plano de contacto.

#### 2.2 - Rigidez e resistência do contacto

A rigidez total do contacto, nas direções normal e tangencial, é dada pelas seguintes expressões:

$$K_{n} = \sum_{I} k_{n}^{[J]} = A_{c} \ \overline{k}_{n} = A_{c} \frac{\overline{E}}{d}$$
(29)

$$K_s = \sum_J k_s^{[J]} = \eta K_n$$
(30)

em que,  $\overline{E}$  é o módulo de elasticidade do material contínuo equivalente; d é a distância entre o centro de gravidade das partículas em contacto;  $A_c = \overline{W}t$  é a área do contacto;  $\overline{W}$  é a altura total do contacto; t é a espessura do sistema de partículas e  $\eta$  é o fator que relaciona a rigidez de corte e normal do contacto.

A resistência total do contacto à tração,  $F_{n.max}$ , e a força de coesão máxima,  $C_{max}$ , são dadas em função das tensões máximas de tração,  $\sigma_{n.c}$ , e da tensão máxima de coesão,  $\tau_c$ , admitidas nos contactos, e pela área do contacto, de acordo com as seguintes expressões:

$$F_{n.max} = \sigma_{n.c} A_c$$
(31)

$$C_{max} = \tau_c A_c \tag{32}$$

A rigidez e a resistência de cada ponto local, adotado na discretização do contacto, são definidas com base no peso do ponto de contacto local e no valor total da grandeza associada ao

contacto. Para discretizações do contacto com um número de pontos inferior a 6 pontos locais, os pesos de cada ponto são os pesos associados a uma integração de Lobatto. Desta forma, para discretizações superiores a 3 pontos locais, garante-se a mesma rigidez de rotação global que a obtida no modelo de contacto pontual com mola rotacional, Potyondy e Cundall (2004). Para discretizações superiores a 6 pontos locais, o mesmo peso é adotado em todos os pontos.

Nos resultados numéricos a seguir apresentados foram adotados dois modelos para a relação constitutiva do contacto. Num primeiro modelo, modelo frágil, adotou-se um critério de rotura de Mohr-Coulomb com tensão de tração limite, Figuras 2 e 3, e num segundo modelo, modelo com enfraquecimento, adotaram-se leis de enfraquecimento, *softening*, bilineares à tração e à coesão, Fig. 4.



Fig. 2 - Modelo constitutivo de Mohr-Coulomb com tensão de tração limite.

No modelo frágil, a força de contacto na direção normal segue uma lei força-deslocamento linear, sendo a força de tração limitada pela resistência à tração do contacto, Fig. 3. Na direção tangencial, a força máxima admissível é caracterizada pela força normal,  $F_n$ , pelo coeficiente de atrito,  $\mu_c$ , e pela coesão máxima,  $C_{max}$ , de acordo com a seguinte expressão:

$$F_{s.max} = C_{max} + F_n \ \mu_c \tag{33}$$

Caso a força de corte exercida sobre o contacto exceda a força de corte máxima, o contacto deixa de apresentar coesão, passando a interação entre partículas a ser efetuada por atrito puro, sendo apenas possível a transmissão de forças no contacto sob compressão. O mesmo ocorre caso o contacto seja solicitado por uma força de tração superior à força máxima admitida para a direção normal,  $F_n$ .



Fig. 3 – Modelo constitutivo de Mohr-Coulomb com tensão de tração limite: relação entre a força e o deslocamento relativo entre partículas, nas direções normal e tangencial.

No modelo com enfraquecimento a resistência é reduzida de forma gradual após ser atingida a força máxima admissível. A Fig. 4 apresenta o modelo com enfraquecimento, admitindo uma relação linear e uma relação bilinear da força-deslocamento proposta por Rokugo (1989), após se atingir os valores de pico. Note-se que a área sob o gráfico corresponde à energia de fratura,  $G_f$ , do contacto na direção em análise. Comparando os diagramas associados à relação linear e bilinear, verifica-se que neste último, o processo de propagação das fendas ocorre de forma mais suave e controlada, pois o deslocamento relativo entre partículas que conduz à rotura do contacto,  $U_{fr}$  é superior, conferindo maior ductilidade ao material.



Fig. 4 – Modelo constitutivo com enfraquecimento à tração e ao corte no termo coesivo.

No modelo de enfraquecimento bilinear, os valores da força máxima de tração e da coesão máxima são reduzidos com base no valor de dano do contacto, que varia entre 0, sem dano, e 1, o contacto é considerado fendilhado só funcionando em atrito puro. O valor do dano do contacto em tração e no termo coesivo é definido com base no deslocamento atual do contacto e na lei de enfraquecimento do contacto. O dano do contacto é obtido através da soma das duas parcelas de dano. A força de corte máxima é definida a partir da equação (33) em função do valor de coesão dado pela lei de enfraquecimento.

As condições impostas no modelo constitutivo adotado são verificadas para cada ponto local. Caso se verifique a rotura de todos os pontos locais, o comportamento do contacto segue o modelo de contacto pontual tradicional, PCM, funcionando o contacto somente sob forças de compressão com um termo de atrito.

# 2.3 - Parâmetros do modelo

Nos modelos de partículas, as propriedades são definidas de forma a se obter um sistema de partículas com comportamento mecânico semelhante ao da rocha a simular. O modelo VGCM-2D requer a definição de propriedades físicas associadas aos contactos e às partículas. As propriedades associadas aos contactos correspondem à resistência à tração,  $\sigma_{n.c.}$ , à coesão,  $\tau_c$ , ao coeficiente de atrito do contacto,  $\mu_c$ , à relação entre a rigidez de corte e a rigidez normal,  $\eta$ , ao módulo de elasticidade do material contínuo equivalente,  $\overline{E}$ , e ao número de pontos locais adotados na discretização do contacto.

As propriedades associadas aos sistemas de partículas correspondem ao diâmetro máximo,  $D_{max}$ , e ao diâmetro mínimo,  $D_{min}$ , das partículas, à sua distribuição, à porosidade do sistema de partículas e à densidade das partículas,  $\rho$ . É de salientar que a distribuição da dimensão adotada para as partículas deverá ser o mais próximo possível da constituição granular da rocha que se pretende modelar.

#### 2.4 – Geração do sistema de partículas

No modelo de elementos discretos apresentado, a rocha a analisar é discretizada num conjunto de partículas que interagem entre si através de interfaces poligonais. A geração do sistema de partículas envolve duas fases distintas, nomeadamente, a geração de um sistema de partículas circular inicial e a definição dos planos de contacto através da tesselação de Voronoi de Laguerre, Okabe *et al.* (1992).

Na construção da estrutura de Voronoi de Laguerre, a distância entre um ponto no espaço e o centro de gravidade da partícula é dada em função da distância Euclideana e do quadrado do raio da partícula. Com esta métrica, os planos de contacto da estrutura de Voronoi Laguerre são muito próximos dos planos de contacto quando se considera apenas as partículas perfeitamente circulares. Caso se adotasse somente a estrutura de Voronoi com a métrica Euclideana, os planos de contacto localizar-se-iam a meia distância entre os centros de cada partícula perdendo-se a informação granulométrica introduzida no modelo.

Dados o diâmetro mínimo e máximo das partículas que irão constituir o sistema e a porosidade final desejada, as partículas são criadas e introduzidas na área definida segundo uma distribuição uniforme, com metade do seu raio para evitar a sobreposição entre elementos. Depois de inseridas, as partículas retomam o seu diâmetro final conduzindo a um rearranjo dos elementos. A nova posição das partículas é obtida com base na aplicação do modelo VGCM-2D, considerando atrito nulo entre as partículas e adotando um único ponto na discretização do contacto.

A geometria dos contactos, a localização, a posição e a altura, é obtida através da tesselação de Voronoi de Laguerre, Okabe *et al.* (1992), realizada a partir da triangulação de Delaunay-Laguerre dos centros de gravidade das partículas. A configuração final do sistema de partículas e geometria dos contactos são apresentadas na Fig. 5, ensaios biaxiais, e Fig. 6, ensaios do tipo Brasileiro.

# 3 – ENSAIOS DE COMPRESSÃO BIAXIAL E BRASILEIRO

O modelo numérico apresentado foi adotado na simulação de ensaios biaxiais e ensaios do tipo Brasileiro, para posterior realização de um estudo paramétrico que visa facilitar o processo de calibração do modelo e avaliar a adequabilidade do mesmo à representação do comportamento da rocha em análise.

Os ensaios biaxiais, Fig. 5, foram realizados em amostras com 80mm de largura e 160mm de altura, constituídas por 1680 discos de diâmetro compreendido entre 2.0mm e 4.0mm, correspondendo a uma porosidade de 10%. O valor adotado para o diâmetro dos discos é próximo da dimensão dos grãos que constituem o granito Augig a simular, 2 a 6 mm, Kazerani (2011). A simulação foi realizada em duas dimensões, admitindo para o sistema de partículas uma espessura de 80 mm.

Neste tipo de ensaios, o sistema de partículas é posicionado entre duas placas, sendo solicitado através do deslocamento vertical da placa superior, a uma velocidade de 6.25x10<sup>-7</sup>mm/s a que corresponde uma velocidade de deformação de 3.91x10<sup>-8</sup> por passo de cálculo. O confinamento da amostra é conferido através das paredes laterais, constituídas por vários elementos independentes que apenas poderão apresentar deslocamento na direção horizontal, de forma a simular a membrana flexível. Nos ensaios realizados apenas foi permitida a transmissão de forças na direção normal entre as paredes e as partículas circulares, assumindo-se que nos ensaios em rocha adotados para comparação, o atrito entre as placas e a rocha é desprezável.

Os ensaios de compressão diametral ou ensaios do tipo brasileiro, Fig. 6, foram realizados em amostras com 80mm de diâmetro e igual espessura, constituídas por 640 partículas de dimensões idênticas às adotadas nos ensaios biaxiais. A espessura do disco foi definida de forma a reduzir os efeitos associados à geometria da amostra. Segundo Fahimifar e Malekpour (2012), a resistência à tração obtida em ensaios de compressão diametral é mais próxima à resistência real quando a amostra apresenta uma razão geométrica (espessura/diâmetro) unitária.



Fig. 5 - Modelo de elementos discretos VGCM-2D, para simulação de ensaios biaxiais.



Fig. 6 – Modelo de elementos discretos VGCM-2D, para simulação de ensaios de compressão diametral.

As condições quase-estáticas foram garantidas em ambos os ensaios, através da adoção de um coeficiente de amortecimento local elevado,  $\alpha = 0.70$  e da aplicação de uma taxa de deformação baixa. Caso as simulações não fossem realizadas sob estas condições, ocorreria uma grande oscilação no valor das forças associadas aos contactos, conduzindo à sobrestimação da resistência do material sintético, Cundall e Strack (1979). O valor da velocidade da placa atuante adotado em ambos os ensaios,  $6.25 \times 10^{-7}$  mm/s, foi definido após a realização de vários testes, nos quais foi adotada uma velocidade cada vez menor, até ser verificada a convergência dos resultados.

Dada a aleatoriedade associada ao processo de geração, foram testados quatro sistemas de partículas diferentes, sendo apenas apresentados os valores médios. A resistência à tração indicada nas envolventes de rotura, obtidas nos vários ensaios numéricos realizados, corresponde à tensão máxima registada no ensaio de tração direta.

#### 3.1 – Estudo paramétrico

Tal como referido, nos modelos de partículas as propriedades são definidas de forma a reproduzir o comportamento do material a nível macroscópico. Como consequência da inexistência de relação direta entre as propriedades do modelo e as propriedades do material a simular, o processo de calibração poderá ser relativamente moroso.

O estudo paramétrico apresentado teve como principal objetivo a caracterização dos parâmetros introduzidos no modelo e análise da sua influência no comportamento do material sintético, nomeadamente na resistência de pico, à compressão e à tração, na coesão, c, e no ângulo de atrito interno,  $\varphi$ .

As micro-propriedades analisadas correspondem a parâmetros de deformabilidade e resistência. Como parâmetros de deformabilidade tem-se o módulo de elasticidade do material contínuo equivalente,  $\overline{E}$ , e o fator que relaciona a rigidez de corte e normal do contacto,  $\eta$ . Como parâmetros de resistência do modelo frágil, tem-se o coeficiente de atrito,  $\mu_c$ , a resistência à tração,  $\sigma_{n.c.}$ , e a resistência ao corte,  $\tau_c$ , do contacto.

A influência da discretização do contacto foi também analisada, bem como o efeito da adoção de um critério de rotura do contacto com leis de enfraquecimento. No caso do modelo de contacto com leis de enfraquecimento é necessário considerar, para além dos parâmetros resistentes associados ao modelo frágil, a energia de fratura à tração,  $G_{f,n}$ , e a energia de fratura ao corte,  $G_{f,c}$ .

#### 3.1.1 – Parâmetros de deformabilidade

Os parâmetros de deformabilidade do modelo correspondem ao módulo de elasticidade do material contínuo equivalente,  $\overline{E}$ , e à relação entre a rigidez de corte e a rigidez normal do contacto,  $\eta$ . Estes são calibrados de modo a se obter os valores macroscópicos do módulo de elasticidade, E, e do coeficiente de Poisson, v, da rocha a simular.

Para analisar a influência de ambos os parâmetros determinou-se o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson do material para três valores de  $\overline{E}$  diferentes, 0.5  $\overline{E}_R$ , 1.0  $\overline{E}_R$  e 2.0  $\overline{E}_R$ , com  $\overline{E}_R = 33.4 \times 10^6$  kPa variando para cada um deles a razão entre a rigidez de corte e normal do contacto, Fig. 7.



Fig. 7 – Influência dos parâmetros de deformabilidade do modelo nas propriedades elásticas do material.

Da análise da Fig. 7, verifica-se que o módulo de elasticidade macroscópico do sistema de partículas depende de ambos os micro-parâmetros elásticos, sendo mais sensível à variação da relação de rigidez  $K_s/K_n$  para valores de  $\overline{E}$  mais elevados.

Tal como verificado por Diederichs (2000) e Potyondy e Cundall (2004), o coeficiente de Poisson é condicionado principalmente pela relação  $K_s/K_n$ , apresentando valores mais elevados para relações de rigidez  $K_s/K_n$  mais baixas. Admitindo que os sistemas de partículas com o mesmo

E apresentam a mesma rigidez de contacto na direção normal, conclui-se que uma menor rigidez de corte conduz a uma maior deformação lateral.

A discretização do contacto não tem qualquer influência nos valores obtidos dos parâmetros macroscópicos de elasticidade, desde que os contactos se mantenham em regime elástico.

Para os sistemas de partículas analisados, um valor de E igual a  $33.4 \times 10^6$  kPa e um valor de  $\eta$  igual a 0.27, conduzem a valores macroscópicos do módulo de elasticidade de 25.8 GPa e do coeficiente de Poisson de 0.23, caraterísticos de um granito Augig.

### 3.1.2 – Discretização do contacto

No modelo VGCM-2D o número de pontos locais adotado na discretização do contacto é um dos parâmetros a considerar. A rigidez e a resistência total do contacto são distribuídas pelos vários pontos locais, de acordo com o especificado em 2.2.

Para analisar a influência do número de pontos locais por plano de contacto realizaram-se diversos ensaios, admitindo as mesmas micro-propriedades, Quadro 1, mas diferentes discretizações do contacto, ou seja, admitindo 1, 2, 3, 6, 12 e 20 pontos locais.

| Ē [kPa]              | n    | ц    | σ [MPa]       | τ [MPa] |
|----------------------|------|------|---------------|---------|
| 22 [iii #]           | •    | P°c  | Unic [1111 u] |         |
| $33.4 \times 10^{6}$ | 0.27 | 0.40 | 23.5          | 47.0    |

Quadro 1 - Micro-propriedades utilizadas no estudo paramétrico.

As propriedades resistentes obtidas nos ensaios referidos, nomeadamente a resistência à compressão uniaxial,  $\sigma_c$ , a resistência à tração uniaxial,  $\sigma_t$ , a resistência à tração medida em ensaios de compressão diametral,  $\sigma_{c,ind}$ , a coesão, c, e o ângulo de atrito,  $\phi$ , são apresentadas no Quadro 2. São ainda indicadas a rigidez normal,  $K_n$  e de corte,  $K_s$ , do contacto, bem como a rigidez de rotação do mesmo,  $K_{\theta}$  para cada discretização. É ainda definido um parâmetro que relaciona a inclinação da envolvente de rotura entre 0 MPa e 2 MPa e entre 2 MPa e 4 MPa,  $d_{0.2}/d_{2.4}$ .

Da análise do Quadro 2 verifica-se que a resistência à tração do material, obtida em ensaios de tração uniaxial e de compressão diametral, não apresentou uma variação relevante com o número de pontos locais adotados, pois a rigidez de rotação entre partículas,  $K_{\theta}$ , é relativamente pouco influente neste tipo de ensaios. O mesmo não se verifica para a resistência à compressão, que é claramente superior nos modelos com maior rigidez de rotação dos contactos.

De acordo com os resultados apresentados no Quadro 2, a rigidez de rotação obtida no modelo VGCM 2D 2LP é consideravelmente superior à registada nos modelos com mais pontos locais. Tal como referido em 2.2, a rigidez total do contacto é distribuída pelos vários pontos locais de forma a obter a mesma rigidez rotacional que um contacto pontual com mola rotacional, para discretizações com menos de 6 pontos locais. No entanto num modelo com apenas dois pontos de contacto, não é possível obter a mesma rigidez rotacional.

Da Fig. 8 verifica-se que a resistência de pico obtida com o modelo equivalente ao modelo de contacto pontual tradicional, VGCM-2D 1LP, foi mais baixa, devido à incapacidade de transmitir momentos através do plano de contacto e consequentemente permitir maiores rotações entre partículas durante o processo de fendilhação. Esta redução é mais evidente no ensaio de compressão uniaxial, devido à ausência de confinamento lateral que confere alguma resistência adicional à rotação e deslizamento entre partículas. Como consequência da ausência de rigidez de rotação, a razão entre a resistência à compressão e à tração direta do material sintético,  $\sigma_c / \sigma_t$ , é menor devido à redução da tensão de pico obtida no ensaio de compressão uniaxial. Pelo mesmo motivo, o quociente d<sub>0-2</sub>/d<sub>2-4</sub>, é muito superior no caso do modelo com contacto pontual.

|                                     | VGCM-2D<br>1LP       | VGCM-2D<br>2LP       | VGCM-2D<br>3LP       | VGCM-2D<br>6LP       | VGCM-2D<br>12LP      | VGCM-2D<br>20LP      |
|-------------------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| σ <sub>c</sub> [MPa]                | 91.1                 | 118.59               | 117.3                | 107.7                | 105.6                | 104.9                |
| φ [ <i>°</i> ]                      | 42.6                 | 42.1                 | 42.9                 | 43.3                 | 42.9                 | 43.5                 |
| c [MPa]                             | 20.0                 | 26.3                 | 25.6                 | 23.2                 | 23.0                 | 22.5                 |
| σ <sub>t,dir</sub> [MPa]            | 14.98                | 14.84                | 13.87                | 13.57                | 13.90                | 13.79                |
| σ <sub>t, ind</sub> [MPa]           | 10.04                | 9.35                 | 9.20                 | 8.21                 | 7.93                 | 7.92                 |
| $\sigma_{\rm c}$ / $\sigma_{\rm t}$ | 6.08                 | 7.99                 | 8.46                 | 7.94                 | 7.60                 | 7.61                 |
| d <sub>0-2</sub> / d <sub>2-4</sub> | 2.38                 | 1.32                 | 1.28                 | 0.99                 | 1.10                 | 1.07                 |
| $\sigma_{t,dir} / \sigma_{t,ind}$   | 1.49                 | 1.59                 | 1.51                 | 1.65                 | 1.75                 | 1.74                 |
| K <sub>n</sub> [kN/m]               | 1.58×10 <sup>6</sup> |
| K <sub>s</sub> [kN/m]               | 4.21×10 <sup>5</sup> |
| K <sub>θ</sub> [kN.m/rad]           | 0.00                 | 1.51                 | 0.526                | 0.526                | 0.615                | 0.577                |

Quadro 2 - Resultados obtidos nos modelos com diferente discretização dos contactos.



Fig. 8 - Envolventes de rotura obtidas em modelos com diferente discretização dos contactos.

Da Fig. 8 e Quadro 2 é possível concluir que o modelo de contacto com 3 pontos locais apresenta resultados satisfatórios e próximos dos modelos com discretizações superiores, nomeadamente, valores de rigidez de rotação do contacto e valores macroscópicos de resistência. Por este motivo, nos ensaios numéricos que a seguir são analisados adota-se uma discretização com 3 pontos locais.

#### 3.1.3 – Parâmetros de resistência para modelo de contacto frágil

Os parâmetros de resistência do modelo frágil correspondem às propriedades resistentes dos contactos, ou seja, ao coeficiente de atrito,  $\mu_c$ , à resistência à tração,  $\sigma_{n.c}$ , e à coesão do contacto,  $\tau_c$ . Os valores adotados correspondem aos apresentados no Quadro 1, admitindo três pontos locais por plano de contacto, VGCM 2D 3LP, sendo apenas alterado o parâmetro em análise.

#### 3.1.3.1 – Resistência à tração e ao corte do contacto

Para analisar a influência da resistência à tração e ao corte do contacto na resistência do material sintético executaram-se diversas simulações, para quatro relações  $\tau_c/\sigma_{n.c}$  diferentes, associadas ao mesmo coeficiente de atrito do contacto,  $\mu_c = 0.40$ , admitindo numa primeira fase a resistência à tração constante,  $\sigma_{n.c} = 23.5$  MPa, e posteriormente uma coesão constante,  $\tau_c = 47.0$  MPa.

De acordo com os resultados apresentados na Fig. 9, o aumento da resistência à tração do contacto,  $\sigma_{n.c}$ , conduz a um significativo aumento da resistência à tração do material,  $\sigma_t$ , e a um ligeiro acréscimo da sua resistência à compressão uniaxial,  $\sigma_c$ , coesão constante,  $\tau_c = 47.0$  MPa.



Fig. 9 – Variação da resistência à compressão e à tração do material com a resistência à tração e ao corte do contacto.



Fig. 10 – Variação do ângulo de atrito e da coesão do material, com a resistência à tração e ao corte do contacto.

A variação do termo coesivo do contacto para valor constante da resistência à tração do contacto,  $\sigma_{n.c} = 23.5$  MPa, não exerce influência significativa na resistência à tração do material, mas afeta significativamente a resistência à compressão e a coesão do material, Fig. 10.

O ângulo de atrito do material não demonstrou ser sensível à variação dos parâmetros referidos anteriormente, Fig. 10, quer para resistência à tração constante quer no caso de coesão constante.

Da análise da Fig. 11 verifica-se que a razão entre a resistência à compressão e à tração uniaxial do material é condicionada fundamentalmente pela relação entre a resistência à tração e o ter mo coesivo do contacto.



**Fig. 11** – Variação da relação  $\sigma_c / \sigma_t \operatorname{com} \tau_c / \sigma_{n.c.}$ 

Apesar de ser verificada a redução da resistência à compressão do material com a diminuição da resistência à tração do contacto, admitindo termo coesivo constante  $\tau_c = 47.0$  MPa, Fig. 9, a diferença entre as tensões de pico dos ensaios de compressão é baixa, Fig. 12 a).

A análise da evolução do processo de fendilhação ao longo destes ensaios, Fig. 12 b), permite verificar que os mecanismos de rotura estão inicialmente associados à rotura por tração dos contactos. O nível de deformação axial em que se iniciam os processos de rotura é tanto maior quanto maior é o valor da resistência à tração do contacto. Constata-se ainda que os mecanismos de rotura ao corte ocorrem para níveis de deformação mais elevados precedendo a rotura do provete.



Fig. 12 – Resultados obtidos em modelos com diferente resistência à tração dos contactos: termo coesivo constante.

Da análise da Fig. 13 a) verifica-se que, apesar de o modelo com menor resistência à tração do contacto apresentar um maior número de fendas por tração, estas se encontram distribuídas ao longo da amostra. O mesmo não ocorre no modelo com maior resistência à tração, no qual se verificou uma maior localização de fendas por tração na zona onde se desenvolve posteriormente o plano de rotura, com base na formação de fendas por corte, Fig. 13 b).

Após a execução dos ensaios referidos anteriormente concluiu-se ainda que a razão entre a resistência à compressão e à tração uniaxial do material é condicionada fundamentalmente pela relação entre a resistência ao corte e à tração do contacto. Assim, com base em duas baterias de en saios consecutivos com relações  $\tau_c/\sigma_{n,c}$  distintas, é possível estabelecer a razão  $\tau_c/\sigma_{n,c}$  que conduz à razão desejada entre a resistência à compressão e à tração uniaxial. Conclui-se ainda que o termo coesivo tem uma influência significativa no valor final da tensão de rotura por compressão simples, e que esta rotura é precedida de micro-roturas por corte.



Fig. 13 – Padrões de fendilhação obtidos nos modelos VGCM-2D frágil, com diferente resistência à tração do contacto e resistência ao corte constante – Ensaio de compressão simples.

# 3.1.3.2 – Atrito entre partículas

Para analisar a influência do coeficiente de atrito do contacto,  $\mu_c$ , no comportamento do material, realizaram-se diversos ensaios, admitindo as propriedades indicadas no Quadro 3.

**Quadro 3** – Micro-propriedades utilizadas na análise da influência de  $\mu_c$ , no comportamento do material.

| Ē [kPa]         | η    | σ <sub>n.c</sub> [MPa] | τ <sub>c</sub> [MPa] |
|-----------------|------|------------------------|----------------------|
| $33.4	imes10^6$ | 0.27 | 23.5                   | 47.0                 |

De acordo com os resultados apresentados na Fig. 14, o aumento do coeficiente de atrito entre partículas conduz a um acréscimo no ângulo de atrito do material e consequente aumento da sua resistência à compressão, Fig. 15. A resistência à tração do material é pouco sensível à variação da referida micro-propriedade. Da análise da Fig. 14 verifica-se ainda que para valores mais elevados do coeficiente de atrito do contacto a coesão macroscópica do material é reduzida.



Fig. 14 – Variação do ângulo de atrito e da coesão do material com o coeficiente de atrito do contacto.

A influência do coeficiente de atrito do contacto está interligada ao fato de o esquema de geração proposto conduzir a um elevado número de contactos por partícula, Wang e Tonon (2009). Em modelos de partículas com um número baixo de contactos por partícula baixo, Potyondy e

Cundall (2004), o efeito do coeficiente de atrito do contacto é muito reduzido. No esquema de geração 2D proposto obtêm-se sistemas de partículas com aproximadamente seis contactos por partícula, praticamente o dobro do número de contactos obtidos com base no esquema proposto em Potyondy e Cundall (2004).



Fig. 15 – Variação da tensão de pico e da resistência à tração com o coeficiente de atrito do contacto.

#### 3.1.4 – Modelo frágil versus modelo com enfraquecimento

No Quadro 4 apresentam-se as macro-propriedades obtidas com o modelo frágil de Mohr-Coulomb com tensão de tração limite, Fig. 3, com base nas micro-propriedades definidas no Quadro 1 e considerando três pontos locais por plano de contacto.

Da análise do Quadro 4 verifica-se que o valor de tração última numérico obtido com base em ensaios do tipo Brasileiro é inferior ao valor de tração última obtida com base em ensaios diretos. Em rocha é usual obter valores experimentais da tração indireta superiores aos valores experimentais obtidos em ensaios de tração direta. Estes resultados são coerentes com os obtidos em Azevedo (2003) para o betão, sendo referido nesse trabalho a necessidade de se adotar um modelo com leis de enfraquecimento, por forma a se obter uma relação coerente entre os valores obtidos em ensaios de tração indiretos.

Pelo motivo anteriormente apontado optou-se por verificar qual a influência de um modelo com leis de enfraquecimento da resistência à tração e do termo coesivo do contacto, Fig. 4. O modelo com lei de enfraquecimento adota os parâmetros resistentes iguais aos do modelo frágil, Quadro 1, mas inclui uma energia de fratura do contacto à tração de  $G_{f,n} = 276.1$  N/m, e uma energia de fratura no termo coesivo de  $G_{f,s} = 4158.0$  N/m. Os valores de energia são cerca de 11 vezes superiores ao valor da energia do contacto associado ao patamar elástico.

Os valores de energia de fratura adotados no contacto foram definidos com base num processo iterativo de tentativa e erro de modo a obter um valor da resistência à tração em ensaio direto próximo do valor da resistência à tração obtida em ensaio de compressão diametral. A energia de fratura do contacto adotada no ramo de tração,  $G_{f,n} = 276.1$  N/m, é de cerca de 25% da energia de fractura macroscópica medida nos ensaios numéricos em tração direta, 1190 N/m.

Para uma dada rocha, os valores da energia de fratura a adotar ao nível do contacto podem ser calibrados com maior exatidão se for conhecida a resposta do material em tração direta, de preferência numa geometria com um entalhe inicial a meia altura ou, em alternativa, se for conhecida a resposta em ensaios de flexão de provetes cilíndricos com entalhe central, ensaios *Chevron Bend*.

Analisando os resultados indicados no Quadro 4, bem como as envolventes de rotura apresentadas na Fig. 16, verifica-se que o modelo associado ao critério de rotura com enfraquecimento apresenta tensões de pico superiores e uma maior relação entre a resistência à compressão e à tração

| Modelo do<br>contacto  | σ <sub>c</sub><br>[MPa] | σ <sub>t</sub> <sup>direta</sup><br>[MPa] | σ <sub>t</sub> <sup>direta</sup><br>[MPa] | φ<br>[°] | c<br>[MPa] | $\sigma_{c}^{}/\sigma_{t}^{}$ |
|------------------------|-------------------------|---|---|----------|------------|-------------------------------|
| Frágil                 | 117.33                  | 13.9                                      | 9.20                                      | 42.9     | 25.6       | 8.46                          |
| Com<br>enfraquecimento | 173.8                   | 18.6                                      | 18.5                                      | 40.6     | 40.0       | 9.37                          |

Quadro 4 - Macro-propriedades: modelo frágil e com enfraquecimento.

uniaxial do material. Neste modelo, os deslocamentos relativos entre partículas são superiores aos admitidos no critério de rotura frágil, conduzindo a um aumento da resistência do material e conferindo alguma ductilidade.

O efeito da redução gradual da resistência à tração do contacto, que caracteriza o critério de rotura com enfraquecimento, é mais evidente na resistência à tração obtida no ensaio de compressão diametral, Quadro 4. Ao contrário do modelo com critério de rotura frágil, o modelo com enfraquecimento permitiu obter uma resistência à tração indireta muito próxima da obtida no ensaio de tração uniaxial direto. Em ensaios em rochas de natureza similar é usual obter valores de tração indireta ligeiramente superiores aos valores de tração direta, Klanphumeesri (2010) e Erarslan e Williams (2012). Vários factores podem contribuir para esta diferença, nomeadamente o fato de no ensaio de compressão diametral o estado de tensão induzido na zona de aplicação das forças ser complexo, existindo um efeito de cunha, e o plano de rotura final não ser perfeitamente plano.

De referir que os ensaios de compressão diametral são mais usuais que os ensaios de tração simples, pois nestes não só é complicado garantir a ligação das placas ao provete, como é difícil garantir a centragem das forças e conhecer previamente a zona de localização das fendas, a não ser que se adotem provetes com entalhes a meia altura.



Fig. 16 - Envolventes de rotura obtidas nos modelos associados aos critérios de rotura frágil e com enfraquecimento.

#### 3.2 – Rocha Augig

A calibração do modelo foi realizada recorrendo a resultados de ensaios de compressão triaxial e ensaios do tipo Brasileiro, realizados em amostras de granito Augig, Kazerani e Zhao (2010). O comportamento mecânico da rocha em questão foi simulado com o modelo VGCM-2D, considerando três pontos locais por plano de contacto e admitindo os modelos constitutivos de Mohr-Coulomb com tensão de tração limite, VCGM 2D 3LP frágil, e com leis de enfraquecimento, VCGM-2D 3LP com enfraquecimento, admitindo para este último uma energia de fratura, G<sub>f</sub>, onze vezes superior à energia associada ao ramo elástico da lei de enfraquecimento, quer na resistência à tração quer no termo coesivo.

|                                    | Ē [kPa]              | η    | μ    | σ <sub>n.c</sub> [MPa] | τ <sub>c</sub> [MPa] | G <sub>f,n</sub> [N/m] | G <sub>f,s</sub> [N/m] |
|------------------------------------|----------------------|------|------|------------------------|----------------------|------------------------|------------------------|
| VCGM-2D 3LP<br>frágil              | $33.4 \times 10^{6}$ | 0.27 | 0.40 | 13.7                   | 48.8                 | 5.98                   | 188.85                 |
| VCGM-2D 3LP com<br>enfraquecimento | $33.4 \times 10^{6}$ | 0.27 | 0.55 | 11.5                   | 33.2                 | 65.78                  | 2077.35                |

Quadro 5 - Micro-propriedades adotadas nos modelos de elementos discretos.

As micro-propriedades definidas após o processo de calibração, encontram-se apresentadas no Quadro 5. Indicam-se as energias de fratura associadas ao modelo frágil por forma a se poder com - parar com os valores da energia de fratura adotados nas leis com enfraquecimento.

No Quadro 6 são sintetizados os resultados obtidos em ensaios laboratoriais, Kazerani e Zhao (2010), os resultados obtidos com modelos de elementos poligonais, Kazerani e Zhao (2010) e os resultados obtidos após calibração com o modelo VGCM 2D, frágil e com enfraquecimento. Verifica-se uma excelente correlação com os resultados experimentais e com os resultados obtidos com um modelo de partículas poligonais mais complexo, Itasca-UDEC (2004).

Nos ensaios de tração direta com o modelo VCGM-2D 3LP com enfraquecimento obteve-se um valor da energia de fratura macroscópica médio de 300 N/m. O valor da energia de fratura adotada no ramo de tração, 65.78 N/m, é de cerca de 20% deste valor. O valor da energia de fratura experimental medida em diversos tipos de granitos está dentro da ordem de grandeza do valor macroscópico da energia de fratura obtida nos ensaios numéricos, Vasconcelos (2005).

|   | Ē [GPa] | η    | q <sub>u</sub> [MPa] | $\sigma_t^{dir}$ [MPa] | $\sigma_t^{indir}$ [MPa] | c [MPa] | ∳[°] |
|---|---------|------|----------------------|------------------------|--------------------------|---------|------|
| Ensaio experimental<br>e numérico,<br>Kazerani e Zhao<br>(2010) | 25.8    | 0.23 | 122.1                | -                      | 8.8                      | 21.0    | 53.0 |
| VCGM-2D 3LP<br>frágil   | 25.8    | 0.23 | 119.4                | 8.0                    | 5.4                      | 21.5    | 50.4 |
| VCGM-2D 3LP com<br>enfraquecimento                              | 25.8    | 0.23 | 121.9                | 9.1                    | 11.1                     | 21.9    | 50.5 |

Quadro 6 - Macro-propriedades do granito Augig: valores experimentais e numéricos.



Fig. 17 – Envolventes de rotura obtidas a partir de ensaios laboratoriais e modelos de partículas poligonais, Kazerani e Zhao (2010) e simulações realizadas com o modelo VGCM-2D.

Comparando as envolventes de rotura apresentadas na Fig. 17, conclui-se que o modelo de partículas adotado é capaz de prever o comportamento de uma rocha granítica Augig, em termos de resistência, para ambos os critérios de rotura. Verifica-se ainda que, ao contrário dos modelos de partículas circulares tradicionais, se obtém uma boa estimativa da relação  $\sigma_c / \sigma_t$ . Desta forma, poderá concluir-se que o modelo VCGM-2D constitui uma boa aproximação ao modelo de elementos discretos com partículas poligonais, Kazerani e Zhao, 2010, computacionalmente mais exigente.

Na Fig. 17 representa-se ainda, linha a cheio, a envolvente de rotura do modelo de resistência de Hoek-Brown, Hoek e Brown (1980), aplicado aos ensaios experimentais realizados em Kazerani e Zhao (2010).



a) Ensaio de compressão uniaxial

b) Ensaio de tração direta

c)  $\sigma_3 = 8 \text{ MPa}$ 

Fig. 18 - Padrões de fratura obtidos nos modelos VGCM-2D frágil.



Fig. 19 - Padrões de fratura obtidos nos modelos VGCM-2D com leis de enfraquecimento.

Os padrões de fratura obtidos nos ensaios de compressão uniaxial, tração direta e ensaios biaxiais com tensão de confinamento de 8MPa, associados aos critérios de rotura frágil e com enfraquecimento, são apresentados na Fig. 18 e Fig. 19, respetivamente. Verifica-se que um aumento da tensão de confinamento conduz ao desenvolvimento de superfícies de corte com uma dada inclina ção. Tal como expectável, a superfície de rotura no ensaio de tração é perpendicular à direção da carga, e num ensaio de compressão simples sem atrito nas placas, as superfícies de rotura são praticamente paralelas à direção da carga. Analisando o estado final da amostra, verifica-se que o modelo de partículas proposto é capaz de representar os mecanismos de rotura geralmente observados em materiais com rotura quase-frágil, tais como a rocha. É de notar que no modelo VGCM-2D com enfraquecimento, a rotura do contacto ocorre para um deslocamento relativo entre partículas superior, apresentando consequentemente um menor número e uma maior localização de contactos fendilhados, Fig. 18 e Fig. 19.

Como consequência dos fatores referidos anteriormente, a resistência à tração determinada através de ensaios do tipo Brasileiro,  $\sigma_t^{indir}$ , tende a ser superior à resistência real do material, podendo esta última ser obtida através de ensaios de tração direta,  $\sigma_t^{dir}$ . Esta tendência apenas foi verificada no modelo com leis de enfraquecimento, *softening*, o qual produziu um padrão de fratura, Fig. 20 b), muito semelhante ao observado nos ensaios laboratoriais realizados em amostras de granito Augig, Kazerani (2011).

É de notar que em ambos os modelos o material sintético apresentou uma rotura frágil, Fig. 21, pelo que a incorporação de uma lei de enfraquecimento ao nível do contacto para valores de energia de fratura reduzidos não se traduz diretamente num comportamento macroscópico menos frágil.



a) Critério de rotura frágil

b) Critério de rotura com enfraquecimento

Fig. 20 – Padrões de fratura obtidos em ensaios de compressão diametral.



Fig. 21 - Relação força-deslocamento da placa superior, obtidas nos ensaios de compressão diametral.

A Fig. 22 apresenta os diagramas tensão-deformação dos ensaios realizados com o modelo VGCM-2D, frágil e com enfraquecimento, bem como os resultados obtidos por Kazerani e Zhao (2010), quer através do modelo de elementos discretos Itasca-UDEC (2004), quer através de ensaios experimentais realizados em prensa com controle de deformação. Comparando as curvas referidas anteriormente conclui-se que o modelo utilizado conseguiu simular o comportamento à compressão do material, tendo produzido resultados semelhantes aos obtidos no modelo de partículas poligonais Itasca-UDEC (2004), que adota uma interação mais complexa entre partículas.

É de notar que a curva obtida no ensaio laboratorial traduz, numa fase inicial, o fecho de fendas pré-existentes na amostra, apresentando uma menor rigidez inicial. Este fenómeno não é reproduzido pelos modelos de partículas, pois estes representam o material como rocha intacta.

De acordo com Bieniawski (1967), nas curvas tensão-deformação obtidas em ensaios de compressão podem ser identificados três níveis de tensão que assinalam uma mudança no comportamento do material, nomeadamente a tensão associada ao início da propagação das fendas,  $\sigma_{ci}$ , a tensão a partir da qual se inicia a propagação instável das fendas e ocorrem deformações axiais permanentes (início da dilatância),  $\sigma_{cd}$ , e a tensão de pico,  $\sigma_{f}$ .



Fig. 22 – Diagramas tensão-deformação axial: modelos VGCM-2D versus ensaios laboratoriais e simulações numéricas realizadas com modelos de partículas poligonais, Kazerani e Zhao, (2010).

Segundo Brace *et al.* (1966), em ensaios de compressão uniaxial realizados em amostras de rocha com porosidade baixa a fendilhação instável ocorre para tensões entre 0.3 e 0.5 da tensão de pico,  $\sigma_{\rm f}$ , valor a partir do qual poderá ocorrer dilatação da amostra. De acordo com os resultados apresentados no Quadro 7, o modelo VGCM-2D com enfraquecimento permitiu prever o início da dilatação para um nível de tensão semelhante ao indicado por Brace *et al.* (1966) para uma rocha similar,  $\sigma_{\rm ci} = 0.34 \sigma_{\rm f}$ .

| Modelo do<br>contacto  | Fendas [%] | Dano [%] | Fendas por<br>tração [%] | Fendas por<br>corte [%] | Fendas/<br>/Dano após<br>σ <sub>f</sub> [%] | $\sigma_{ m ci}$ / $\sigma_{ m f}$ | $\sigma_{ m cd}$ / $\sigma_{ m f}$ |
|------------------------|------------|----------|--------------------------|-------------------------|---|------------------------------------|------------------------------------|
| Frágil                 | 49.0       | -        | 92.4                     | 7.6                     | 33.8  | 0.14                               | 0.25                               |
| Com<br>enfraquecimento | 20.0       | 45.4     | 96.8                     | 3.2                     | 21.2  | 0.12                               | 0.36                               |

Quadro 7 - Número de fendas formadas ao longo do ensaio de compressão uniaxial.

Neste estudo, a tensão  $\sigma_{ci}$  foi identificada recorrendo ao gráfico que relaciona a deformação volumétrica provocada pela abertura de fendas,  $\mathcal{E}_{v,crack}$ , com a deformação axial, Martin e Chandler

(1994). A deformação volumétrica associada à abertura de fendas,  $\mathcal{E}_{v,crack}$ , corresponde à diferença entre a deformação volumétrica total,  $\mathcal{E}_v$ , e a deformação volumétrica elástica,  $\mathcal{E}_{v,el}$ . Nos ensaios realizados a deformação volumétrica foi calculada com base na medição das extensões na zona central do sistema de partículas, na direção vertical e na direção horizontal. A deformação volumétrica elástica foi calculada com base nas constantes elásticas iniciais, admitindo que o sistema de partículas se encontra num estado plano de tensão.

Na Fig. 23 representa-se a relação entre a deformação volumétrica e a deformação axial, bem como a evolução da propagação de fendas/dano ao longo do ensaio para os dois tipos de modelo constitutivo. Para analisar o estado real do modelo de partículas, optou-se por representar na Fig. 23, para o modelo com enfraquecimento, a percentagem de dano registada ao longo do ensaio, em vez da percentagem de fendas, contactos com dano unitário. É de notar que apesar de a percentagem de fendas obtidas no modelo com enfraquecimento ser consideravelmente baixa quando comparada com as fendas formadas no modelo de rotura frágil, Quadro 7, o sistema de partículas apresenta diversos contactos que já exibem dano não nulo à tração e/ou corte, 45.4% de dano, isto é, deslocamento entre partículas superior a  $U_n^y$  ou  $U_n^y$ , Fig. 4.

Analisando as curvas obtidas no modelo com rotura frágil, é possível verificar que a amostra apresenta dilatância a partir do momento em que ocorre a propagação instável de fendas, tal como verificado por Brace *et al.* (1966). No modelo VGCM-2D com enfraquecimento a dilatação da amostra ocorre para uma deformação axial superior, pois este permite um maior deslocamento relativo entre partículas antes da rotura e consequente formação de maiores deformações e menor número de fendas.

Na Fig. 24 representa-se a evolução da tensão de compressão uniaxial em função da extensão axial, lateral e volumétrica para os modelos constitutivos testados, frágil e com enfraquecimento bilinear, bem como a variação da tensão de compressão uniaxial com a extensão lateral e axial, ob-



Fig. 23 – Relação entre a deformação volumétrica e a propagação de fendas/dano no sistema de partículas em ensaios de compressão simples.

tida experimentalmente, Kazerani (2011). É de notar que em ambos os modelos, o material sintético apresenta uma rotura frágil, Fig. 24, com uma evolução da extensão volumétrica em função da extensão lateral e da tensão de compressão uniaxial em função da extensão axial próximas das curvas obtidas experimentalmente, Kazerani (2011).



Fig. 24 – Evolução da tensão uniaxial em função da extensão axial, lateral e volumétrica em ensaios de compressão simples: Ensaios numéricos e experimentais, Kazerani (2011).

Na Fig. 25 apresenta-se a evolução do número de fendas ao longo do ensaio de compressão simples e a variação da tensão uniaxial com a extensão lateral. Verifica-se que a resposta obtida em ambos os modelos, frágil e com enfraquecimento, é muito próxima. Tal como referido anteriormente, desde que se adotem, ao nível do contacto, valores de energia de fratura baixos, a incorporação de uma lei de enfraquecimento não se traduz diretamente num comportamento macroscópico menos frágil.

A evolução do número de fendas ao longo do ensaio de compressão, obtido com o modelo VGCM-2D, frágil e com enfraquecimento, é semelhante ao descrito por diversos autores, Brace *et al.* (1966), Martin e Chandler (1994) e Diederichs (2003). De acordo com as curvas apresentadas



Fig. 25 – Evolução da tensão uniaxial e propagação de fendas/dano em função da extensão lateral em ensaios de compressão simples: Ensaios numéricos e experimentais.

na Fig. 24, o processo de fendilhação está inicialmente associado a mecanismos de tração, sendo apenas verificada a formação de fendas por corte para níveis de deformação superiores. Este último tipo de fendas surge para acomodar as deformações provocadas pela abertura e coalescência das fendas associadas à rotura por tração dos contactos.

Os resultados apresentados correspondem aos valores médios obtidos em quatro sistemas de partículas com características semelhantes, gerados segundo constantes de aleatoriedade diferentes. A variação máxima dos resultados relativamente aos valores médios correspondeu a 8,0%, tendo sido verificados maiores desvios nos ensaios executados com o modelo de contacto frágil.

# 4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O modelo de partículas VGCM-2D, desenvolvido para o estudo do comportamento não-linear da rocha, permite reproduzir de forma explícita o processo de propagação de fendas e a evolução da capacidade resistente do material em função da tensão de confinamento. O modelo de partículas apresentado constitui uma abordagem alternativa baseada na simulação numérica dos processos elementares de rotura, no qual a resposta macroscópica complexa aparece em função de interações simples entre partículas. O modelo utilizado é constituído por partículas circulares, contudo a interação entre elementos é executada através de interfaces poligonais, discretizadas segundo um dado número de pontos de contacto locais, que conferem a capacidade de transmissão de momentos.

O estudo paramétrico apresentado contribuiu para a caracterização dos parâmetros do modelo VGCM-2D e avaliação dos seus efeitos no comportamento do material, permitindo a definição de uma estratégia de calibração. Nesta análise verificou-se que a adoção de três pontos locais por plano de contacto é suficiente para incluir o efeito de transmissão de momentos ao nível do contacto, apresentando vantagens relativamente à duração do processo de simulação.

Os parâmetros de deformabilidade do modelo podem ser obtidos ajustando em primeiro lugar o fator que relaciona a rigidez de corte e a rigidez normal ao coeficiente de Poisson do material. De seguida dever-se-á ajustar o valor do módulo de elasticidade do material contínuo equivalente de forma a reproduzir o valor pretendido do módulo de elasticidade do material. Verifica-se que a relação entre a resistência à compressão e à tração uniaxial depende fundamentalmente da relação entre o termo coesivo e a resistência à tração do contacto. Demonstra-se que a resistência à compressão do material é sensível à variação da coesão e do coeficiente de atrito do contacto.

Os modelos constitutivos adotados permitiram reproduzir o comportamento resistente de um granito Augig e identificar planos de rotura semelhantes aos observados em ensaios laboratoriais. É possível calibrar o modelo, quer frágil quer com enfraquecimento, de modo a obter a relação entre a resistência à compressão e à tração uniaxial de uma rocha granítica Augig, bem como uma envolvente de rotura próxima da obtida experimentalmente.

O critério de rotura com enfraquecimento demostrou ser o mais adequado, apresentando vantagens relativamente ao critério de rotura frágil, nos ensaios do tipo Brasileiro. O modelo de rotura frágil, em ensaios do tipo Brasileiro subestima o valor da tensão de tração última em relação aos valores obtidos num ensaio direto. De referir que sistemas de partículas com leis de enfraquecimento nos contactos continuam a apresentar uma resposta frágil quer à tração, quer à compressão.

Para os sistemas de partículas utilizados, o valor da energia de fratura adotado no contacto no ramo de tração foi de cerca de 20% do valor macroscópico obtido numericamente, valor este que está dentro da ordem de grandeza dos valores de energia de fratura obtidos em ensaios de tração em rochas de natureza granítica. É possível reduzir os valores a adotar para a energia de fratura ao nível do contacto desde que se adicione ao modelo de partículas mais mecanismos de resistência à propagação da fratura, por exemplo representando-se com mais detalhe a heterogeneidade do material, a geometria dos grãos e a sua variação dimensional.

Comparando os resultados associados ao modelo VGCM-2D com os obtidos em simulações numéricas executadas com modelos poligonais complexos, conclui-se que o modelo de partículas adotado neste estudo constitui uma boa aproximação aos modelos de partículas poligonais, apresentando vantagens associadas a uma menor exigência computacional.

A formulação aqui apresentada pode ser facilmente incorporada em programas de partículas comerciais e em programas de código livre. No entanto, é ainda necessário continuar a realizar investigação na área da mecânica de fratura em rocha com modelos de partículas de modo a se obter uma representação da estrutura granular mais próxima da real e se incorporarem modelos constitutivos mais complexos.

#### 5 – AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi desenvolvido no âmbito do projeto de investigação PTDC/ECM/114492/2009, financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia.

# 6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Azevedo, N. (2003). A rigid particle discrete element model for the fracture analysis of plain and reinforced concrete. PhD Thesis. Heriot-Watt University, Scotland.
- Azevedo, N.; Lemos, J.V. (2005). *A generalized rigid particle contact model for fracture analysis,* International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 29, pp. 269-285.
- Azevedo, N.; Lemos, J.V. (2011). *Particle geometry effect in rock fracture using a rigid particle discrete element method*. Congress on Numerical Methods in Engineering. Coimbra.
- Bieniawski, Z. (1967). Mechanism of brittle fracture of rock. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts, 4, pp. 395-430.
- Brace, W.; Paulding, B.; Scholz, C. (1966). *Dilatancy in the fracture of crystalline rocks*. Journal of Geophysical Research, 71, pp 3939–3953.
- Cho, N.; Martin C.D.; Sergo D.C. (2007). *A clumped particle model for rock*. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 44, pp. 997-1010.
- Cundall, P.A. (1971). A computer model for simulating progressive, large-scale movements in blocky rock systems. Proceedings of the Symposium of the International Society for Rock Mechanics, Nancy 2, No.8.
- Cundall, P.A.; Strack, O.D.L. (1979). A discrete numerical model for granular assemblies. Géotechnique, 29, No. 1, pp. 47-65.
- Cundall, P.A. (1987). Distinct element models of rock and soil structure. Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics, E. T. Brown, Ed., Ch. 4, pp.129-163. London: George Allen & Unwin.
- Diederichs, M.S. (2000). *Instability of hard rock masses: the role of tensile damage and relaxation*. PhD Thesis. University of Waterloo.
- Diederichs, M.S. (2003). Rock Fracture and Collapse Under Low Confinement Conditions. Rock Mechanics and Rock Engineering, 36, pp. 339-381.

- Erarslan, N.; Williams, D. (2012). *Experimental, numerical and analytical studies on tensile strength of rocks*. International Journal of Rock Mechanics & Minning Sciences, 49, pp. 21-30.
- Fahimifar, A.; Malekpour, M. (2012). Experimental and numerical analysis of indirect and direct tensile strength using fracture mechanics concepts. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 71, pp. 269–283. Springer.
- Hentz, S.; Daudeville, L.; Donze, V. (2004). *Identification and Validation of a discrete element model for concrete, Journal of Engineering Mechanics ASCE, 130 (6), pp. 709-719.*
- Hoek, E.; Brown, E.T. (1980). *Underground excavations in rock*, Institute of Mining and Metallurgy. London.
- Itasca, UDEC (2004). Universal Distinct Element Code, Version 4.0, Itasca consulting group, Minneapolis.
- Kazerani, T.; Zhao, J. (2010). Micromechanical parameters in bonded particle method for modelling of brittle material failure. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 34, pp. 1877-1895.
- Kazerani, T. (2011). *Micromechanical study of rock fracture and fragmentation under dynamic loads using discrete element method*. PhD Thesis. Lausanne, Switzerland.
- Klanphumeesri, S. (2010). *Direct tension tests of rock specimens*. MSc Thesis. Suraranee University of Technology, Thailand.
- Lan, H.; Martin, C.D.; Hu, B. (2010). *Effect of Heterogeneity of brittle rock on micromechanical extensile behaviour during compression loading*. Journal of Geophysical Research, 115, pp. 1-14.
- Lemos, J. V. (2004). Os modelos de elementos discretos em geomecânica evolução e perspectivas futuras. Geotecnia Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 100, pp. 333-344.
- Lilliu, J.; Van Mier, M. (2003). 3D lattice type fracture model for concrete, Engineering Fracture Mechanics, 70 (7-8), pp. 841-927.
- Martin, C.D.; Chandler, N.A. (1994). The progressive fracture of Lac du Bonnet granite. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 31, pp. 643–659.
- Meguro K.; Hakuno, M. (1989). Fracture analysis of concrete structure by the modified distinct element method. Structural Engineering / Earthquake Engineering, 6 (2), pp. 283-294.
- Okabe, A.; Boots, B.; Sugihara, K. (1992). *Spatial tesselations. Concepts and Applications of Voronoi Diagrams.* Wiley Series in Probability and Statistics.
- Potyondy, D.; Cundal, P. (1996). *Modeling rock using bonded assemblies of circular particles*, 2nd North American Rock Mechanics Symposium, Aubertin et al., Eds, Balkema, pp. 1937-1944.
- Potyondy, D.O.; Cundall, P.A. (2004). A bonded-particle model for rock. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 41, pp. 1329-1364.
- Potyondy, D. (2010). A grain-based model for rock: approaching the true microstructure. Proceedings, Bergmekanikk i Norden 2010 — Rock Mechanics in the Nordic Countries, 41, C. C. Li et al., Eds, pp. 225-234. Norway.
- Rokugo, K. (1989). *Testing method to determine tensile softening curve and fracture energy of concrete*. Fracture toughness and fracture energy, pp. 153-163. Balkema.

- Schlangen, E.; Garboczi, E. (1997). Fracture simulation of concrete using lattice models: Computational aspects. Engineering Fracture Mechanics, 57, pp. 319-332.
- Underwood, P. (1983). *Dynamic relaxation*. Computational Methods for Transient Analysis, pp. 246-265. (T. Belytschko & T.J.R. Hughes, Eds.) New York: North-Holland.
- Vasconcelos, G. (2005). Investigação experimental na mecânica da alvenaria de pedra: Caracterização de granitos e comportamento de paredes antigas de alvenaria de pedra. PhD Thesis. Universidade do Minho, Portugal.
- Wang, Y.; Tonon, F. (2009). *Modeling Lac du Bonnet granite using a discrete element model,* International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 46, pp. 1124-1135.

# **NOTAS TÉCNICAS**



# AVALIAÇÃO DA ERODIBILIDADE DE SOLOS RESIDUAIS PERTENCENTES À BACIA DO RIO UNA

Erodibility assessment for residual soils in the Una river basin

Cláudia F. Escobar de Paiva\* Íria Fernandes Vendrame\*\*

**RESUMO** – O presente trabalho possui como objetivo avaliar a erodibilidade de horizontes residuais pertencentes à bacia do rio Una situada no município de Taubaté, no estado de São Paulo, Brasil. Dentre os fatores que contribuem para o surgimento e evolução dos processos erosivos ocasionados pela ação da água das chuvas, destaca-se a erodibilidade do solo que pode ser entendida como a maior ou menor facilidade com que as partículas de solo são desagregadas e posteriormente transportadas. Tal parâmetro é avaliado segundo os critérios da metodologia Miniatura Compactado Tropical (MCT) e pelo ensaio de Inderbitzen para quatro horizontes residuais coletados. Os resultados mostraram que os procedimentos aplicados e os valores encontrados para o parâmetro erodibilidade são coerentes com os valores apresentados no meio técnico para solos com características e comportamento geomecânico semelhantes às amostras ensaiadas.

**SYNOPSIS** – The present work aims to assess the erodibility of soils from the Una river basin, located in Taubaté town, state of São Paulo, in Brazil. Among the factors that contribute to the start and to the evolution of the erosion process due to runoff, stands out the erodibility of the soil, a factor which represents the ease with which the individual soil particles are detached and transported by water flow. The erodibility was assessed applying the MCT methodology and the Inderbitzen test to four representative soil samples of the basin. The results showed that the procedures applied and the values found for the erodibility are compatible with figures in the technical sphere for soils with similar characteristics and geomechanical behaviour of the samples tested.

PALAVRAS CHAVE - Erodibilidade, metodologia MCT e ensaio de Inderbitzen.

# 1 – INTRODUÇÃO

Atualmente, destaca-se como um dos mais importantes problemas ambientais a degradação do solo e consequentemente o assoreamento de cursos d'água e reservatórios. Segundo Guerra *et al.* (1999), a erosão acelerada pelas águas é responsável por 56% da degradação dos solos do mundo.

Já no Brasil, o problema da erosão retrata-se pelo somatório de um rápido desenvolvimento urbano e agrícola, solos frágeis, isto é, susceptíveis aos processos de erosão hídrica, e totais pluviométricos bem elevados, o que agrava ainda mais os processos de degradação do solo.

Sabe-se que o fenômeno erosivo acelerado é mais significativo nas regiões das principais bacias sedimentares do Brasil, como a Bacia Amazônica e seus arenitos terciários das formações Alter do Chão e Manaus; a Bacia do Paraná, particularmente onde ocorrem os arenitos do Grupo Bauru e arenitos das formações Botucatu e Pirambóia; e as Bacias Litorâneas, especialmente os sedimentos terciários da Formação Barreiras (ABGE, 1998).

<sup>\*</sup> Professor Adjunto, CECS- Centro de Engenharia, Modelagem e Ciências Sociais Aplicadas- Engenharia Ambiental e Urbana, Universidade Federal do ABC. E-mail: claudia.paiva@ufabc.edu.br

<sup>\*\*</sup> Professora Titular, ITA-Instituto Tecnológico de Aeronáutica, Divisão de Engenharia Civil-Departamento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. E-mail: iria.vendrame@gmail.com

A intensificação do uso da terra, principalmente sob o ponto de vista agrícola, em geral provoca a eliminação da cobertura vegetal natural e promove o aparecimento de processos erosivos acelerados. Pinto e Lombardo (2004) salientam que este cenário ocorre em larga escala na região sudeste do Brasil, onde a erosão hídrica, gerada pelo escoamento superficial, remove extensas camadas de solos agricultáveis.

Desta forma, pode-se dizer que uma grande parte dos municípios do Brasil apresenta problemas de degradação de solos por processos erosivos, causados principalmente pela concentração das águas de escoamento superficial e por uma intervenção antrópica indiscriminada.

Em 1997, o Departamento de Águas e Energia Elétrica em conjunto com o IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas) concluíram o Diagnóstico da Erosão no Estado de São Paulo. Foram cadastradas cerca de 6700 erosões no Estado, sendo a maioria de médio a grande porte (voçorocas). Segundo Amorim (1996), no Estado de São Paulo, a perda anual devido à erosão é de aproximadamente 194 milhões de toneladas de terras férteis, dos quais 48,5 milhões de toneladas chegam aos mananciais em forma de sedimentos transportados, causando seu assoreamento.

Nota-se, portanto, que a erosão hídrica é um dos maiores problemas ambientais das cidades paulistas, as quais passaram, e ainda passam, por um processo de rápida urbanização sem planejamento e com práticas de uso e parcelamento do solo inadequadas e deficientes.

# 2 – OBJETIVOS

O presente trabalho visa contribuir para o conhecimento do potencial erodível dos solos pertencentes à bacia do rio Una - Taubaté, avaliando a perda laminar de solos, na referida bacia. Este objetivo fundamenta-se nas seguintes hipóteses: as perdas de solo estão entre os principais impactos ambientais da atualidade; a erodibilidade dos solos tropicais necessita ser melhor investigada e avaliada; a Bacia do rio Una está protegida ambientalmente por vários diplomas federais e finalmente, os ensaios laboratoriais propiciam uma melhor interpretação e compreensão do comportamento mecânico e hidráulico dos solos da bacia, evidenciando a importância do parâmetro erodibilidade no equacionamento dos processos erosivos.

#### 3 – ASPECTOS GERAIS DA BACIA DO RIO UNA

A área da bacia do rio Una, é de aproximadamente 442,85 km<sup>2</sup> e está contida nas UTMs 7 430 000 m / 7 470 000 m e 420 000 m / 480 000 m, da projeção transversa de Mercator. Deste total, pode-se afirmar que aproximadamente 8% pertencem a Tremembé, 8% estão inseridos em Pindamonhangaba e os 84% restantes são território de Taubaté.

Geograficamente, a bacia do rio Una localiza-se na margem direita do rio Paraíba do Sul, possuindo terrenos que se caracterizam desde superfícies aplainadas com interflúvios sem orientação, até morros de serras restritas com topos arredondados. As vertentes apresentam perfís convexos e/ou retilíneos, com declividades variando entre 20 a 60% (IPT, 1995).

As unidades litoestratigráficas presentes, compiladas de IPT *apud* CPTI (2000), são: sedimentos aluvionares, presentes na área de várzea e no contorno das drenagens na cabeceira; o grupo Taubaté – Formações Caçapava e Tremembé, presentes na porção do curso médio da bacia; e as suítes graníticas pré-cambrianas. Seu substrato hidrogeológico é constituído por rochas cristalinas do embasamento. Nas adjacências das principais drenagens encontram-se os sedimentos recentes.

Os latossolos e argissolos vermelho-amarelos estão presentes na bacia, de acordo com dados levantados pelo Instituto Agronômico de Campinas - IAC *apud* CPTI (2000). Aparecem também os gleissolos melânicos, sobretudo na área de várzea do rio Una com o rio Paraíba do Sul.
A bacia do rio Una encontra-se ambientalmente protegida por vários diplomas federais, que em determinada porção do território se sobrepõem. Destacando-se:

– Áreas de Preservação Ambiental – Dispõe sobre as áreas de Proteção Ambiental – APAS.
 Resolução Conama No. 10 (14/12/1988).

 - Área de Preservação Permanente - Nascentes dos Rios. Estabelece medidas para a proteção de florestas existentes nas nascentes dos rios e fornece outras providências. Lei No. 7.754 (14/04/1989).

 Rio Paraíba do Sul – Dispõe sobre medidas de recuperação e proteção ambiental da Bacia Hidrográfica do Paraíba do Sul. Decreto No. 87.561 (13/09/1982).

### 4 – FATORES INTERVENIENTES NA ERODIBILIDADE

De um modo geral, as pesquisas sobre erosão do solo consideram como sendo parâmetros controladores dos processos erosivos: a erosividade da chuva, as propriedades dos solos, muitas vezes extraídas de tabelas que estipulam faixas de comportamentos pré-definidas ao material, características da cobertura vegetal e das encostas, como a declividade e o comprimento de rampa (Boardman, 1985; Guerra, 1998).

É notório que a análise de tais fatores mostra-se extremamente importante nos estudos de erosão. Porém, a identificação das características físicas peculiares ao solo em conjunto com a investigação de seu comportamento frente à ação erosiva da água, a partir de uma abordagem predominantemente experimental, podem contribuir de forma acentuada para o melhor entendimento e equacionamento dos processos erosivos.

A erodibilidade pode ser definida como a maior ou menor facilidade com que um solo sofre desagregação e posterior transporte de suas partículas constituintes. Segundo Vilar (1987), a erodibilidade está relacionada com a destacabilidade, sendo esta função das forças de atração existentes no solo, e a transportabilidade, que é função da granulometria do solo.

Nas últimas décadas a geotecnia dos solos tropicais brasileiros evoluiu significativamente, entretanto, a erodibilidade constitui uma importante propriedade mecânica destes solos, que ainda necessita de uma investigação mais criteriosa a luz de propriedades estabelecidas pela Mecânica dos Solos (Barraza Larios e Nóbrega, 2000).

Os valores da erodibilidade dos solos, obtidos por métodos indiretos (Freire e Pessoti, 1974; Bouyoucos, 1935; Bertoni e Lombardi Neto, 1990), nem sempre explicam o volume de sedimentos nas margens dos cursos d'água e os sinais de perda de material dos solos em muitos locais. Portanto, segundo Barraza Larios (2000), visando fornecer dados seguros para o planejamento do uso do solo e do controle da erosão, é necessária a determinação da erodibilidade dos solos por métodos diretos, utilizando-se equipamentos em campo e/ou laboratório.

Além dos fatores intrínsecos do solo, existem propriedades in situ que exercem influência na erodibilidade, destacando-se a umidade do solo e as condições de infiltração de água. De maneira geral, quanto maior for a capacidade do solo de absorver água, menor será o escoamento superficial e menor a erosão; por outro lado, quanto maior a umidade do solo, mais cedo o estado de saturação total do solo será atingido, aumentando, desta forma, o escoamento superficial (Pejon, 1992).

Nogami e Villibor (1995) enfatizam que a erodibilidade é um fenômeno muito complexo, devido ao grande número de parâmetros envolvidos e a dificuldade de quantificá-los, já que via de regra os mesmos são interdependentes.

Por fim, parece ser de consenso geral no meio técnico-científico que a erodibilidade depende principalmente das seguintes características: granulometria, estrutura e macrofábrica, permeabilidade e infiltrabilidade, e coesão.

Pelo exposto, partindo-se do princípio que a erodibilidade tem um papel importante no entendimento da fenomenologia da erosão, visto que a mesma representa uma tendência natural do solo em gerar feições erosivas, procurou-se, neste trabalho, avaliar tal parâmetro através de dados levantados em campo e em ensaios laboratoriais.

### 5 – ESTUDOS DE CAMPO – COLETA DE AMOSTRAS

Com o intuito de verificar quais são as variáveis de maior influência na erodibilidade e quantificar tal parâmetro, amostras representativas dos solos presentes na bacia foram coletadas em diferentes pontos ao longo de áreas que apresentavam feições erosivas (Figura 1).





Portanto, sendo o trabalho de caráter experimental, implicou diversas campanhas de campo visando desde a delimitação da bacia em estudo até a coleta de amostras de solo georreferenciadas. As primeiras visitas *in situ* possibilitaram o reconhecimento da bacia e a associação de um grau de erosão aos horizontes cadastrados, grau este estipulado com base em observações visuais. Basicamente buscou-se identificar os atributos do meio físico (condições naturais e/ou artificiais) responsáveis pelas feições erosivas identificadas.

Foram coletadas amostras deformadas e indeformadas representativas dos horizontes típicos da região em estudo. Quatro grupos de amostras foram selecionados, de acordo com suas características pedológicas e genéticas, com exceção dos sedimentos aluvionares. Assim, amostras representativas desses quatro grupos foram coletadas em diferentes pontos da bacia. A coleta de amostras foi orientada pelo mapa pedológico do Estado de São Paulo (Escala: 1:500 000) e trabalhos de campo prévios para identificação das principais formações pedológicas presentes na bacia.

Os locais de coleta das amostras foram escolhidos considerando-se, dentre outros fatores, a representatividade de típicos processos erosivos na região e o acesso ao local de amostragem.

A seguir (Quadro 1) estão cadastrados os principais pontos de coleta de amostras deformadas e indeformadas e sua localização na bacia do rio Una. Todas as amostras foram coletadas da camada superficial.

| AMOSTRA<br>No. | LOCALIZAÇÃO      | PROFUNDIDADE               | TIPO DE SOLO<br>(Identificação Visual e Táctil)   |
|----------------|------------------|----------------------------|---|
| 22             | Fazenda Sant'Ana | MEIA ENCOSTA<br>(superior) | Solo residual arenoso, heterogêneo, com presença<br>de veios de quartzo e coloração amarelada<br>(c/ feições erosivas)                    |
| 22             | Fazenda Sant'Ana | MEIA ENCOSTA<br>(inferior) | Solo residual arenoso, com presença de veios de quartzo e coloração amarelada (c/ feições erosivas)                                       |
| 24             | Fazenda Sant'Ana | MEIA ENCOSTA<br>(superior) | Solo residual areno-argiloso, homogêneo de coloração avermelhada (sem feições erosivas)   |
| 24             | Fazenda Sant'Ana | MEIA ENCOSTA<br>(inferior) | Solo residual areno-argiloso, homogêneo de coloração avermelhada (sem feições erosivas)   |
| 29             | Sítio Pôr do Sol | SOPÉ                       | Solo residual argiloso, homogêneo de coloração vermelho escuro (sem feições erosivas)   |
| 31             | Estrada          | MEIA ENCOSTA<br>(superior) | Solo residual de gnaisse, areno-siltoso,<br>de coloração cinza e branca, com estruturas<br>reliquiares da rocha mãe (c/ feições erosivas) |
| 31             | Estrada          | MEIA ENCOSTA<br>(inferior) | Solo residual de gnaisse, areno-siltoso,<br>de coloração cinza e branca, com estruturas<br>reliquiares da rocha mãe (c/ feições erosivas) |

Quadro 1 - Pontos georreferenciados de coleta de amostras.

### 6 – OBTENÇÃO E ANÁLISE DE DADOS DE ERODIBILIDADE DOS SOLOS

Com o objetivo de trazer elementos para uma melhor e mais completa interpretação da erodibilidade dos solos estudados, foram resgatados alguns parâmetros geomecânicos de resistência à compressão simples sob condições distintas de umidade, a saber: umidade natural ( $w_{natural}$ ), saturada ( $w_{saturado}$ ) e seco ( $w_{seco}$ ). A saturação foi obtida por capilaridade para um período de 3 horas, e para a condição  $w_{seco}$  as amostras secaram ao ar durante 24 horas. O cisalhamento dos corpos de prova foi realizado de acordo com o que preconiza a ABNT-NBR 12770 (Determinação da Resistência à Compressão não Confinada).

O Quadro 2 resume os resultados do ensaio de resistência à compressão, alguns índices físicos e expõe as classificações SUCS (Sistema Unificado de Classificação de Solos) e MCT (Miniatura Compactado Tropical).

| Amostra | w                 | Classif | icações | σ <sub>rup</sub> .(kPa) | Argila | Silte | Areia | W <sub>nat</sub> | n     | Sr    |
|---------|-------------------|---------|---------|-------------------------|--------|-------|-------|------------------|-------|-------|
|         |                   | SUCS    | МСТ     |                         | (%)    | (%)   | (%)   | (%)              | (%)   | (%)   |
| 22†     | W <sub>nat.</sub> |         |         | 3,81                    | 8      | 10    | 78    | 10,4             | 45,05 | 34,11 |
|         | Wseco             | SM-ML   | NSG'    | 2,70                    |        |       |       |                  |       |       |
|         | W <sub>sat.</sub> |         |         | 0,28                    |        |       |       |                  |       |       |
| 24†     | W <sub>nat.</sub> |         |         | 10,76                   | 38,5   | 14,4  | 43,6  | 15,8             | 54,34 | 35,85 |
|         | Wseco             | CL      | TG      | 8,90                    |        |       |       |                  |       |       |
|         | W <sub>sat.</sub> |         |         | 0,20                    |        |       |       |                  |       |       |
| 29†     | W <sub>nat.</sub> |         |         | 6,18                    | 51     | 11    | 38    | 21,5             | 55,36 | 47,33 |
|         | Wseco             | СН      | LG'     | 5,22                    |        |       |       |                  |       |       |
|         | W <sub>sat.</sub> |         |         | 0,91                    |        |       |       |                  |       |       |
| 31#     | W <sub>nat.</sub> |         |         | -                       | 2      | 16    | 80    | 8,3              | 47,08 | 24,90 |
|         | Wseco             | SM-ML   | NSG'    | -                       |        |       |       |                  |       |       |
|         | W <sub>sat.</sub> | ]       |         | -                       |        |       |       |                  |       |       |

Quadro 2 - Resumo dos resultados de classificação geotécnica, caracterização geotécnica e compressão simples.

Os ensaios de caracterização foram realizados segundo as normas da ABNT: Análise Granulométrica de Solos – NBR 7181/82, Massa Específica dos Grãos do Solo – NBR 6508/80, Limite de Liquidez – NBR 6459/84 e Limite de Plasticidade – NBR 7180/94.

Apresentam-se a seguir os resultados das análises para avaliação da erodibilidade das amostras coletadas.

### 6.1 - Metodologia MCT e a erosão

No ensaio de Absorção (Infiltrabilidade) é quantificada a velocidade de ascensão capilar pelo coeficiente de absorção (s), dado em cm/min<sup>1/2</sup>. Tal coeficiente está relacionado à capacidade de absorção d'água dos solos e, portanto, à capacidade de desenvolvimento de escoamento superficial durante um evento pluviométrico.

Com os resultados obtidos (leituras em centímetros de água infiltrada e tempo em minutos) constrói-se o gráfico volume de água infiltrada *versus* raiz quadrada do tempo. Desta forma, o coeficiente de absorção (*s*) é dado pela seguinte fórmula:

$$s = \frac{(L_b - L_v) \times S_i}{10 \times (t_b - t_v) \times A_m}$$
(1)

s – coeficiente de absorção (cm/min<sup>1/2</sup>);

 $L_a$ ,  $t_a$  – coordenadas do ponto a, da parte retilínea da curva obtida;

 $L_{b}$ ,  $t_{b}$  – coordenadas do ponto b, da parte retilínea da curva obtida;

 $S_t$  – seção do tubo horizontal (cm<sup>2</sup>).

Acp - seção do corpo de prova (cm2).

Repetindo-se as determinações para cada amostra, obteve-se um valor de *s* para cada condição de umidade ensaiada.

Após a realização dos ensaios de infiltrabilidade, os corpos de prova foram submetidos à perda de massa por imersão. A perda de solo por imersão (P) representa o grau de desagregação do solo sob a ação estática da água.

Segundo Nogami e Villibor (1979) uma reta com equação P = 52s, colocada no gráfico de Absorção (s) *versus* Perda por imersão (*P*), deve separar os materiais com alta erodibilidade dos de baixa erodibilidade.

Visando avaliar o papel do teor de umidade na estimativa da erodibilidade segundo o escopo da metodologia MCT, amostras indeformadas representativas dos horizontes expostos nos taludes da bacia foram também submetidas ao ensaio de infiltrabilidade e perda por imersão (P), nas condições seca ao ar e pré-umedecida, isto é, saturada por capilaridade.

Foi possível, portanto, avaliar a erodibilidade das amostras em presença da lâmina d'água sob diferentes condições de umidade.

No gráfico da Figura 2, são apresentados os resultados obtidos dos ensaios de infiltrabilidade e perda por imersão para as amostras 22, 24, 29 e 31, nas condições de umidade: natural, seca ao ar e saturada.

O critério de erodibilidade MCT aplicado aos solos estudados propiciou algumas considerações. Como resultado desta análise, a amostra 24, na condição de umidade natural, e a amostra 29, nas condições de umidade natural e saturada, apresentaram uma tendência mais estável frente à erosão, embora, independentemente da condição de umidade analisada, todas as amostras encontram-se no domínio dos materiais erodíveis (Figura 2).



Fig. 2 – Gráfico de absorção (s)  $\times$  perda por imersão (P).

Para interpretar qualitativamente a erodibilidade, o Quadro 3 sintetiza os valores para os índices de erodibilidade (E) estimados segundo a metodologia MCT.

| Amostra | Wnat                       | Wnat  | Wseco                      | Wseco | Wsat                       | Wsat  | Índic    | e de Erodib | ilidade   |
|---------|----------------------------|-------|----------------------------|-------|----------------------------|-------|----------|-------------|-----------|
| Amostra | s (cm/min <sup>1/2</sup> ) | P (%) | s (cm/min <sup>1/2</sup> ) | P (%) | s (cm/min <sup>1/2</sup> ) | P(%)  | Enat     | Eseco       | Esat      |
| 22†     | 0,001                      | 52,03 | 0,002                      | 63,26 | 0,00054                    | 58,02 | 0,000999 | 0,001644    | 0,000484  |
| 241     | 0,0052                     | 45,27 | 0,001                      | 38,36 | 0,00017                    | 33,62 | 0,005973 | 0,001356    | 0,000263  |
| 29†     | 0,0012                     | 16,98 | 0,002                      | 43,45 | 0,00002                    | 11,94 | 0,003675 | 0,002394    | 0,0000871 |
| 31      | 0,0007                     | 60,36 | 0,001                      | 62,62 | 0,00004                    | 56,89 | 0,000603 | 0,00083     | 0,0000366 |

Quadro 3 – Índices de erodibilidade estimados pela metodologia MCT.

Nota:

s = coeficiente de absorção (cm/min<sup>1/2</sup>)

P = perda por imersão (%)

Enat = índice de erodibilidade para o teor de umidade natural

Eseco = índice de erodibilidade para o teor de umidade seco ao ar

Esat = índice de erodibilidade para o teor de umidade natural saturado por capilaridade

Observa-se, para todas as amostras ensaiadas, valores para o índice de erodibilidade (E) menores que 1, o que caracteriza materiais com alta erodibilidade. E ainda, perdas por imersão (P) maiores que 5% indicam solos que possuem baixa infiltrabilidade e elevada perda por imersão sob a ação estática da água (Nogami e Villibor, 1995).

### 6.2 – Ensaio de Inderbitzen e a erosão

Segundo Bastos *et al.* (1999) e Viana *et al.* (2002), o ensaio de Inderbitzen constitui um ensaio simples e promissor na avaliação geotécnica da erodibilidade. Dentro dos critérios para a realização deste ensaio, o Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - DNER (1979) indica que a erodibilidade deve ser avaliada com os dados fornecidos nos primeiros 5 minutos de ensaio.

Desta forma, corpos de prova de amostras indeformadas, representativas dos horizontes expostos nos taludes da bacia, foram também submetidos ao ensaio para avaliação da erodibilidade baseado na concepção original de Inderbitzen (1961). Neste ensaio, são quantificadas as perdas de solo seco erodido com relação à área do corpo de prova e ao tempo de fluxo d'água sobre a amostra. As condições de umidade foram as mesmas utilizadas na metodologia MCT (natural, seca ao ar e pré-umedecida)

O Quadro 4 expõe os valores para as tensões cisalhantes críticas ( $\tau_{hcrit}$ ), que correspondem à mínima perda de solo e a taxa de erodibilidade (K), isto é, a perda de solo por unidade de área em função do tempo e da tensão cisalhante hidráulica aplicada, segundo as condições de declividade e vazão impostas na realização dos ensaios.

| VAZ         | ZÃO:                        | Q=3     | L/min   | Q=7,5   | L/min   |                               |                         |
|-------------|-----------------------------|---------|---------|---------|---------|-------------------------------|-------------------------|
| DECLIV      | IDADE:                      | i = 20g | i = 60g | i = 20g | i = 60g |                               |                         |
| AMOSTRA     | <b>τ</b> <sub>h</sub> (Pa): | 3,4     | 8,6     | 6,8     | 17,3    | K (g/cm <sup>2</sup> /min/Pa) | τ <sub>hcrít</sub> (Pa) |
| *22#        | W <sub>natural</sub>        | 4,99    | 4,52    | 5,90    | 7,50    | 0,18                          | indet.                  |
|             | W <sub>seco</sub>           | 13,51   | 17,32   | 16,70   | 18,41   | 0,30                          | indet.                  |
|             | W <sub>saturado</sub>       | 8,22    | 13,23   | 11,57   | 13,76   | 0,34                          | indet.                  |
| 24 <b>†</b> | W <sub>natural</sub>        | 0,05    | 2,77    | 0,42    | 3,83    | 0,28                          | 2,67                    |
|             | W <sub>seco</sub>           | 0,08    | 2,40    | 0,40    | 3,25    | 0,23                          | 2,46                    |
|             | W <sub>saturado</sub>       | 0,04    | 2,57    | 0,20    | 3,81    | 0,28                          | 3,17                    |
| 29Ť         | W <sub>natural</sub>        | 0,03    | 0,03    | 0,09    | 0,04    | ~ 0                           | indet.                  |
|             | W <sub>seco</sub>           | 0,98    | 1,59    | 1,57    | 3,17    | 0,16                          | indet.                  |
|             | W <sub>saturado</sub>       | 0,01    | 0,20    | 0,09    | 0,11    | 0,006                         | indet.                  |
| *31†        | W <sub>natural</sub>        | 3,82    | 9,49    | 9,34    | 9,60    | 0,31                          | indet.                  |
|             | W <sub>seco</sub>           | 7,11    | 9,75    | 15,12   | 15,09   | 0,45                          | indet.                  |
|             | W <sub>saturado</sub>       | 17,56   | 19,97   | 31,67   | 33,14   | 0,92                          | indet.                  |

**Quadro 4** – Perdas de solo (em g/cm<sup>2</sup>/min) para diferentes condições de fluxo (Q-vazão e i-inclinação de rampa) e teor de umidade das amostras; parâmetros  $\tau_{hcrit}$  (em Pa) e K (em g/cm<sup>2</sup>/min/Pa).

Nota: \*Ensaios com pequeno tempo de duração.

A amostra 22 apresenta sensível variação de perdas de solo segundo as distintas condições de umidade. Comportamento oposto possui a amostra 24 onde se nota que a perda de solo não sofre alterações significativas para as diferentes condições de umidade, estando mais condicionada às variações das tensões cisalhantes aplicadas.

Confirma-se pelo ensaio de Inderbitzen o comportamento apresentado pela amostra 29 segundo a metodologia MCT que, para a condição seca ao ar, mostrou-se mais erodível, permanecendo nas demais condições ( $w_{natural} e w_{saturada}$ ) com perdas de solo equivalentes.

A amostra 31 apresentou comportamento distinto para as diversas condições de umidade, possuindo as maiores perdas na condição saturada. Acredita-se que tal comportamento deve-se a influência das forças de sucção presentes em condições de umidade natural, pois, com o aumento

do teor de umidade das amostras, as forças de sucção foram reduzidas ou anuladas, facilitando muito o processo erosivo.

Por outro lado, dúvidas surgiram quanto à confiabilidade nas estimativas das tensões cisalhantes atuantes, compatível com o baixo grau de sofisticação do ensaio e pela dispersão dos resultados apresentados nos gráficos acima referidos.

De qualquer forma, vale registrar que foram estimados valores de tensões cisalhantes na ordem de grandeza de valores registrados na literatura técnica.

Constatou-se que, nos 5 minutos iniciais do ensaio, ocorreram grandes desprendimentos de partículas, particularmente para as amostras 22 e 31.

O solo da amostra 31 (solo saprolítico) confirmou em laboratório o comportamento observado *in situ*, com altos valores de K (0,31 g/cm<sup>2</sup>/min/Pa  $\leq K \leq 0,92$  g/cm<sup>2</sup>/min/Pa) elevando-se para condições extremas de umidade. Bastos *et al.* (1999) encontraram valores semelhantes para K (variando de 0,28 g/cm<sup>2</sup>/min/Pa a 0,36 g/cm<sup>2</sup>/min/Pa), estudando solos saprolíticos da Grande Porto Alegre. Os baixos valores estimados para a erodibilidade da amostra 29 (solo laterítico), em condições de umidade natural e saturada (K $\cong$  0), e a intensificação de sua erosão para amostras secas ao ar (K = 0,16 g/cm<sup>2</sup>/min/Pa), acordam com observações e valores (K $\cong$  0,12 g/cm<sup>2</sup>/min/Pa) citados por Guerra *et al.* (1999), Viana *et al.* (2002) e Bastos *et al.* (1999) para solos laterizados.

Cabe lembrar que, apesar dos resultados obtidos neste ensaio representarem de forma eficiente os efeitos erosivos do escoamento superficial, porém, não simulam o fenômeno da desagregação de partículas provocado pelo impacto da água em uma precipitação.

Confrontando os resultados obtidos pelos ensaios de Inderbitzen (valores de K) com os índices de erodibilidade estimados segundo a metodologia MCT, verifica-se que as amostras 24 e 29 apresentam uma tendência nítida, em ambas as análises, de maior resistência aos fenômenos erosivos hídricos.

Pelo Quadro 5 percebe-se a tendência mais erodível das amostras 22 e 31.

| Amostras    | Perdas de Solo Inderbitzen<br>(t/ha) | Perdas de Solo por Imersão MCT<br>(%) |
|-------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| <b>†</b> 22 | >20                                  | 52                                    |
| <b>†</b> 24 | < 20                                 | 45                                    |
| <b>†</b> 29 | <10(*)                               | 17                                    |
| <b>†</b> 31 | >20                                  | 60                                    |

Quadro 5 - Valores de perdas de solos estimados segundo: ensaio de Inderbitzen e MCT.

 $^{(*)}$  exceto para a condição  $w_{\rm seco}$ 

Embora, tenha-se trabalhado com apenas quatro horizontes residuais, compreendendo duas argilas arenosas (Amostras 29 e 24) e duas areias siltosas (Amostras 22 e 31), todas com graus de evolução pedológica distintos, as mesmas podem ser consideradas, em certo grau, como representativas das ocorrências de solos da bacia do rio Una, uma vez que genericamente a distribuição dos solos na bacia está composta por solos dos tipos: Podzólico Vermelho Amarelo e Latossolo Vermelho Amarelo.

### 7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os ensaios específicos para avaliação da erodibilidade (Inderbitzen, Infiltrabilidade e Perda por Imersão) destacaram-se como importantes ferramentas para auxiliar a compreensão do processo de erosão, observando boa correlação entre os resultados dos ensaios.

A erodibilidade dos solos depende praticamente da capacidade de desagregação e transporte de suas partículas. Dessa forma, conclui-se que, frente aos índices hídricos empregados nos ensaios realizados, os solos apresentaram-se pouco resistentes ao processo de erosão laminar.

O ensaio de Inderbitzen, apesar de não simular o fenômeno de desagregação de partículas provocado pelo impacto da água em uma precipitação, constitui um ensaio simples e promissor na avaliação geotécnica da erodibilidade. Entretanto, um monitoramento hidráulico mais apurado do ensaio pode conduzir à obtenção de valores mais acurados da tensão cisalhante hidráulica.

Nas análises realizadas, para algumas amostras, a erodibilidade se intensificou para valores extremos de umidade, isto é, condição seca e saturada. Isso sugere que a perda de coesão do solo, com a secagem ou umedecimento do mesmo, é um importante indicativo da susceptibilidade à erosão por fluxo superficial em solos residuais não saturados. Conclui-se que o teor de umidade inicial constitui um dos principais fatores na avaliação da erodibilidade de solos não saturados, principalmente daqueles fracamente estruturados e/ou com presença de argila, conforme exposto por Bastos *et al.* (1999).

O solo pertencente à amostra 29 mostrou-se menos susceptível ao processo erosivo. Este solo corresponde ao horizonte mais superficial da região (Solo Laterítico), portanto, é uma camada de proteção natural ao horizonte C (Solo Saprolítico - Amostras 22 e 31). Entretanto, foi necessário algum distúrbio nessa camada do solo para ocasionar o seu rompimento e, conseqüentemente, o surgimento de feições erosivas nas camadas subjacentes. Acredita-se que a ação antrópica traduzida pela ocupação de pequenas propriedades rurais e, por conseguinte, o manejo e uso da terra sem critérios sejam o agente deflagrador de tais eventos na bacia em estudo.

### 8 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABGE (1998). Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. Geologia de Engenharia. Editores: António Manoel dos Santos Oliveira & Sérgio Nertan Alves de Brito. 1. ed. FAPESP-CNPq, São Paulo, 587 p.
- ABNT NBR 6459 (1984). *Limite de liquidez*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro RJ, 8p.
- ABNT NBR 6508 (1980). *Massa específica dos grãos do solo*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro RJ, 2p.
- ABNT NBR 7180 (1994). *Limite de plasticidade*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro RJ, 4p.
- ABNT NBR 7181 (1982). *Análise granulométrica de solos*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro RJ, 8p.
- ABNT NBR 12770 (1980). Determinação da resistência à compressão não confinada. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro – RJ, 2p.
- Amorim, D.A. (1996). Levantamento de Áreas Degradadas por Processos Erosivos Lineares, da Bacia Hidrográfica do Ribeirão da Onça, Propostas para Recuperação, Brotas-SP. Anais do

I Simpósio de Ciências da Engenharia Ambiental e do III Simpósio do Curso de Ciências da Engenharia Ambiental. CRHEA - Centro de Recursos Hídricos e Ecologia Aplicada. São Carlos-EESC-USP.

- Barraza Larios, M.R.; Nóbrega, L.H.P. (2000). Caracterização Geotécnica de Solos Susceptíveis à Erosão. Anais do XXIX Congresso Brasileiro de Engenharia Agrícola, Fortaleza, CE. Sociedade Brasileira de Engenharia Agrícola.
- Bastos, C.A.B.; Milititsky, J.; Gehling, W.Y.Y. (1999). Emprego do Ensaio de Inderbitzen e da Metodologia MCT no Estudo da Erodibilidade de Solos Residuais da Grande Porto Alegre. Anais do IX Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. Porto Alegre/RS.
- Bertoni, J.; Lombardi Neto, F. (1990). Conservação do Solo. Ícone Editora, Barra Funda, SP, 355 p.
- Boardman, J. (1985). Soil erosion, climatic vagary and agricultural change on the hydraulic on the South Downs around Lewes and Brighton. Applied Geography, pp. 243-258.
- Bouyoucos, G.W. (1935). *The clay ratio as a criterion of susceptibility of soils to erosion*. J. Amer. Soc. Agron., Madison, Wisc., pp. 738-741.
- CPTI (Cooperativa de Serviços e Pesquisas Tecnológicas e Industriais) (2000). *Plano de bacias (UGRHI 01-02)*. Coordenação técnica de Antônio Melhem Saad. São Paulo, 1 (CD ROM).
- DNER (1979). Pesquisa de Estabilidade de Taludes: Recomendação Para Proteção de Taludes Contra Erosão. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Freire, O.; Pessoti, J.E.S. (1974). Erodibilidade dos Solos do Estado de São Paulo. Anais da E.S.A.L.Q., Vol. XXXI, pp. 333-336.
- Guerra, A.J.T.; Silva, A.S.; Botelho, R.G.M (1999). *Erosão e conservação dos solos: conceitos, temas e aplicações*. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil, 339 p.
- Guerra, A.J.T. (1998). *Processos Erosivos nas Encostas*. Geomorfologia: uma atualização de bases e conceitos. 3ª ed. Guerra, A. J. T. & Cunha, S. B. Bertrand Brasil, Rio de Janeiro, pp. 149-209.
- Inderbitzen, A.L. (1961). A erosion test for soils. Materials Research & Standards, vol.1, n.º7, pp. 553-554.
- IPT (INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS) (1995). *Mapa de Erosão do Estado de São Paulo*. São Paulo, Relatório Técnico 33.402.
- Nogami, J.S.; Villibor, D.F. (1979). Soil Characterization of Mapping units for higway purposes in a Tropical area. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, 19, pp. 196-199.
- Nogami, J.S.; Villibor, D.F. (1995). Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos. São Paulo.
- Pejon, O.J. (1992). Mapeamento Geotécnico Regional da folha de Piracicaba-SP (Escala 1:100 000): Estudo de aspectos metodológicos, de caracterização e de apresentação dos atributos. Tese de Doutorado, EESC-USP. 224 p.
- Pinto, S.A.F.; Lombardo, M.A. (2004). O Uso de Sensoriamento Remoto e Sistema de Informações Geográficas no Mapeamento de Uso da Terra e Erosão do Solo. Anais do XXI Congresso Brasileiro de Cartografia. São Paulo/SP.

- Viana, R.F.; Lima, D.C.; Martins, Jr., P.P.; Costa, L. M.; Marques, E.A.G. (2002). Análises Paramétrica e Estatística de Dados Geotécnicos da Bacia das Codornas-MG. Anais do 10°. Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental. Ouro Preto/MG. (CD ROM).
- Vilar, O.M. (1987). *Formulação de um modelo matemático para a erosão dos solos pela chuva.* Tese de Doutoramento. EESC-USP. 196 p.

### CONTAMINAÇÃO DO LENÇOL FREÁTICO POR DERIVADOS DE HIDROCARBONETOS: UMA ANÁLISE SOBRE UM VAZAMENTO OCORRIDO EM BELÉM/PA

Groundwater contamination by hydrocarbon derivatives: an analysis of a leak occurred in Belém/PA

Gustavo Nogueira Dias\* Helen do Socorro Rodrigues Dias\*\* Keila Cristine Souza Braga\*\*\* Luis Augusto Ruffeil\*\*\*\*

**RESUMO** – Uma das principais fontes de contaminação da água subterrânea é causada por vazamentos de combustíveis, contidos nos Sistemas de Armazenamento Subterrâneo de Combustíveis dos postos de revenda. Na presente pesquisa será abordado um estudo de caso sobre contaminação do lençol freático pelo vazamento de derivados de hidrocarbonetos ocorrido na região metropolitana de Belém, Pará (2008). Primeiramente foi aplicado um questionário para levantamento de dados com a comunidade local, com o intuito de verificarmos os fatores que afetaram a vida dos moradores após a contaminação; posteriormente, com um levantamento geofísico realizado nas imediações do posto, na Rua Hélio Pinheiro próximo a rodovia Augusto Montenegro, na cidade de Belém, PA, foram utilizadas as seguintes metodologias: 1) Método geofísico GPR (Radar de Penetração no Solo), na intenção de detectarmos o deslocamento da pluma de contaminação e a presença de uma assinatura eletromagnética distinta. 2) A análise bacteriológica, no total de doze amostras, indicando a presença de benzeno, tolueno, etilbenzeno e xileno confirmando e ratificando a presença de contaminação.

**ABSTRACT** – A major source of groundwater contamination is caused by fuel leaks, contained in Underground Fuel Storage Systems of resale stations. In this research will be discussed a case study on groundwater contamination by leaking hydrocarbon derivatives occurred in the metropolitan region of Belém, Pará (2008). First we applied a questionnaire to obtain data with the local community, in order to review the factors that affected the lives of residents after contamination; later with a geophysical survey conducted in the vicinity of the station, on Street Helio Pinheiro near the freeway Augusto Montenegro, in Belém, PA, we used the following methods: 1) Geophysical method GPR (Ground Penetrating Radar), in an attempt to detect the displacement of the plume and the presence of a distinct electromagnetic signature. 2) The bacteriological analysis, the total of twelve samples, indicating the presence of benzene, toluene, ethylbenzene and xylene ratifying and confirming the presence of contaminants and potential extent of contamination.

PALAVRAS CHAVE - Lençol freático. Contaminação. GPR. Hidrocarbonetos.

KEYWORDS - Groundwater. Contamination. GPR. Hydrocarbons.

<sup>\*</sup> Pesquisador da Universidade Federal do Pará, Belém, Mestre em Geofísica. Email: gustavondias@ig.com.br;

<sup>\*\*</sup> Pesquisadora da Universidade Estadual Vale do Acaraú, Belém, Especialista em Informática. Email: helensrdias@yahoo.com.br;

<sup>\*\*\*</sup> Pesquisadora da Universidade Estadual Vale do Acaraú, Belém, Graduada em Biologia. Email: khiskeila@hotmail.com;

<sup>\*\*\*\*</sup> Professor da Universidade Vale do Acaraú, Belém, Mestre. Email: prof.gutoruffeil@gmail.com

### 1 – INTRODUÇÃO

Existem inúmeros contaminantes de subsuperficie, como compostos orgânicos biodegradáveis, poluentes recalcitrantes ou refratários, hidrocarbonetos, entre outros, e várias formas de degradação ambiental.

A contaminação de subsuperficie pode acontecer devido à corrosão de tanques de armazenamento e da tubulação que conecta o tanque às bombas de abastecimento de combustível. Os tanques de armazenamento subterrâneos são, em sua maioria, de aço e não possuem revestimento que os protejam da corrosão. A fuga de combustíveis pode provocar incêndios, explosões e contaminação do solo, do subsolo e da água superficial e subterrânea, podendo gerar problemas de saúde e segurança às populações do entorno dessas empresas comerciais (Júnior, 2009).

A gasolina, quando em contato com a água subterrânea, dissolve-se parcialmente, sendo os compostos BTEX (benzeno, tolueno, etil-benzeno e xilenos), seus constituintes mais solúveis em água, os primeiros a atingirem o lençol freático (Corseuil, 1992).

Quando a contaminação é de subsuperficie a maioria dos combustíveis (entre eles a gasolina) flutua na água subterrânea, sendo caracterizados como LNAPLs *(light nonaqueous phase liquids)*, que são líquidos mais leves que a água (Marques, 2007).

Já em contato com a subsuperficie os derivados dos hidrocarbonetos irão se diferenciar por fases: residual é a retenção do LNAPL entre os espaços porosos (Marques, 2007); móvel aonde o LNAPL irá se deslocar de acordo com o movimento da água subterrânea vertical ou horizontalmente (Júnior, 2009); dissolvida quando o combustível entra em contato com a água subterrânea, a solubilidade dos hidrocarbonetos dependerá de seus compostos, é a fase mais preocupante, pelos impactos ambientais que pode causar (Marques, 2007), sendo importante frisar que no Brasil a pluma de contaminação possui maior mobilidade do BTEX dissolvido em água e a biodegradação natural do BTEX dificultada, o que aumenta a persistência destes compostos na água subterrânea, pois a gasolina brasileira é acrescida em 22% de etanol (Corseuil e Martins, 1997); vapor que é a volatilização dos compostos da fase líquida, ou ainda da fase residual, e em menor quantidade da fase dissolvida (Nobre, 2007).

Quanto à movimentação da pluma de contaminação, em um vazamento de LNAPL em subsuperficie parte fica retido nos poros do solo, como produto imóvel (Marques, 2007), o restante a gravidade tende a empurrar os contaminantes para baixo; em contrapartida o ar presente na zona não saturada, agirá em sentido contrário, e quando a pressão do ar for menor que a pressão exercida pelo hidrocarboneto este tenderá a migrar para baixo (Galante, 2008); outra etapa é a advecção, onde os contaminantes tendem a seguir o fluxo da água subterrânea (Marques, 2007), que pode ser reduzida pela atenuação dos contaminantes, através de reações químicas ou físico-química (Júnior, 2009); pode ocorrer ainda fenômeno do retardamento dos hidrocarbonetos, aonde irão se locomover mais lentamente que a água subterrânea, fato influenciado pela sorção, que é quando os contaminantes aderem aos grãos da matéria presente na subsuperficie (Marques, 2007).

Contudo deve-se ressaltar que o contato direto dos compostos BTEX desempenha um papel de risco aos humanos. Segundo a portaria de número 1.4690/2000 do Ministério da Saúde que dispõe sobre o controle e vigilância da qualidade da água para consumo humano, os valores máximos permitidos de BTEX na água potável são 5 mg/L de benzeno, 0,17 mg/L de tolueno, 0,2 mg/L de etil-benezeno e 0,3 mg/L de xilenos, sendo que a ingestão de índices superiores a estes são depressores do sistema nervoso central e, mesmo que em pequenas quantidade, podem causar toxicidade crônica.

Os maiores problemas da contaminação por combustível são atribuídos aos hidrocarbonetos monoaromáticos, que são os constituintes mais solúveis e mais móveis da fração da gasolina, tais como Benzeno, Tolueno, Etilbenzeno e Xilenos (BTEX) que são para o homem poderosos depressores do sistema nervoso central, apresentando toxidade crônica, mesmo em pequenas concentra-

ções (na ordem de ng/mL). Outra fração bastante abundante da gasolina são os hidrocarbonetos leves, aqueles com cadeia carbônica de C5 a C8 (Costa *et al.*, 2002).

Tiburtius *et al.* (2004) afirmam que a toxicidade dos BTXE pode desencadear carcinomas e mutações, e alertam que a inalação de tolueno ou xilenos pode induzir distúrbios na fala, na visão, audição, no controle dos músculos, podendo ocorrer também a interação de benzeno e xilenos no aparecimento de tumores cerebrais.

### 2 – METODOLOGIA

O Posto onde ocorreu a suspeita do vazamento fica localizado na Rodovia Augusto Montenegro no perímetro entre a Rua José Custodio de Almeida e Alameda Helio Pinheiro de Almeida no bairro do Parque Verde. Sendo esta região densamente habitada por imóveis residenciais e comerciais (Figura 1). Esta região é caracterizada por baixa declividade, com profundidade do nível em média, 4,75 m, podendo variar de acordo com a época do ano, porosidade efetiva para sedimento argiloarenoso de 7% e sentido do fluxo da água subterrânea é Oeste/Sudoeste (ENSR, 2007).

Na área do posto, até a profundidade de 6,5 m foi encontrado solo constituído por aterro; solo arenoso, solo arenoso com fragmentos de rocha, solo argiloso arenoso, solo argiloso e solo argilo arenoso com fragmentos de rocha (ENSR, 2007).

A cidade de Belém está assentada, quase que totalmente, sobre a unidade Pós-Barreiras do Quaternário, sobreposta ao Grupo Barreiras do Terciário (Matta, 2002).

A geomorfologia da área e seus arredores é caracterizada por baixa declividade. A profundidade do nível hidrostático é, em média, 4,75 m, variando de acordo com a época do ano; o sentido do fluxo das águas subterrâneas é Oeste/ Sudoeste; a condutividade hidráulica é 2,27 x 10<sup>-5</sup> cm/s e a porosidade efetiva para o sedimento argilo-arenoso é 7 % (ENSR, 2007).

Na intenção de se verificar a presença e transporte da pluma de contaminação no local ao entorno do suposto vazamento, utilizou-se o equipamento GPR, modelo System-3000 de fabricação da empresa Geophysical Survey Systems Inc (GSSI), com antena de 200 MHz e janela de tempo de 150 ns.



Fig. 1 – Imagem aérea do local atingido pelo suposto vazamento, com identificação dos principais pontos, na cidade de Belém/PA Brasil.

O equipamento foi cedido pela Universidade Federal do Pará (UFPA), e as medidas foram realizadas no dia 21 de agosto de 2010 (sábado, pela manhã), dois blocos 3D.

O método Radar de Penetração do Solo (GPR do inglês Ground Penetrating Radar) emprega a radiação de ondas eletromagnéticas na faixa de frequências de 2 a 2500 MHz a partir de uma antena transmissora colocada próxima à superfície do terreno, as quais se propagam nos materiais da subsuperfície sofrendo reflexão, refração e difração que encontram mudanças nas propriedades eletromagnéticas do meio (resistividade elétrica, constante dielétrica e permeabilidade magnética) (Daniels, 2004). As ondas refletidas retornam à superfície, sendo detectadas na mesma antena transmissora ou em antena receptora colocada próximo da antena transmissora. O radar vem sendo aplicado para fins diversos, como: meio ambiente, geologia, geotecnia, arqueologia, planejamento urbano, etc. (Nunes, 2005).

Vários autores têm utilizado o GPR no mapeamento e caracterização de fraturas e falhas (Grasmueck *et al.*, 2005a, b; Jeannin *et al.*, 2006), na detecção de cavernas e feições cársticas (Alfares *et al.*, 2002; Chamberlain *et al.*, 2000); em imageamento estratigráfico (Davis e Annan, 1989; Grasmueck e Weger, 2002); em aplicações de geomecânica e engenharia (Corin *et al.*, 1997; Orlando, 2003) e em estudos de afloramentos calcários análogos a reservatórios de hidrocarbonetos (Reyes Perez *et al.*, 2008; Grasmueck *et al.*, 2005a, b;. Takayama *et al.*, 2008; Jesus, 2012; Jesus *et al.*, 2012; Forte *et al.*, 2012).

A pesquisa pretende sugerir padrões científicos para a aplicação do método geofísico *Radar de Penetração do Solo* (GPR) em áreas sujeitas à contaminação por hidrocarbonetos, produzida por vazamento em postos de combustíveis.

Neste trabalho, o processamento dos dados de GPR foi realizado com o programa REFLEX-WIN 5.2 desenvolvido pela Sandmeier Software. Foram feitos os seguintes processamentos:

- Correção estática,
- Interpolação das marcas de posicionamento,
- Remoção do ganho inicial,
- Aplicação do ganho linear e exponencial,
- Aplicação de filtros 1D (Butterworth e Dewow),
- Aplicação de filtro 2D (Running Average) e
- Conversão do tempo em profundidade a partir do cálculo da velocidade por meio do ajuste de hipérbole aos dados obtidos para o macaco de veículo enterrado de 30 cm de profundidade, o que forneceu a velocidade de 0,085 m/ns.

O primeiro bloco 3D foi na Rua Hélio Pinheiro, a 58 m da Rodovia Augusto Montenegro, com 50 m de extensão. A posição do perfil na rua é de 58 m a 108 m, a 93 cm de profundidade (Figura 2). Este primeiro levantamento foi realizado ao longo de quinze perfis paralelos de 50 m de extensão, separados entre si de 50 cm (área de 6 m x 50 m).

O segundo bloco 3D, ainda na Rua Hélio Pinheiro, a 127 m da Rodovia Augusto Montenegro, com 50 m de extensão. A posição do perfil na rua é de 127 m a 177 m, a 90 cm de profundidade (Figura 3). Neste levantamento, por sua vez, foi realizado ao longo de quinze perfis paralelos de 50 m de extensão, separados entre si de 50 cm (área de 7,5 m x 50 m). Os dois primeiros levantamentos foram feitos no sentido de NE para SW.

Com relação a esta pesquisa observou-se que alguns radargramas apresentam uma assinatura eletromagnética distinta, sob a forma de ausência de reflexão do sinal GPR, denominadas de zonas de baixa reflexão, sinal atenuado, que possivelmente estão associadas às plumas contaminantes de hidrocarbonetos (Castro e Castelo Branco, 2003). A atenuação do sinal está ligada à resistividade do meio atravessado pelas ondas refletidas a maiores profundidades, o que devemos concluir que a resistividade do meio diminuiu na zona contaminada provavelmente associada a ação dos hidrocarbonetos.



Fig. 2 – Imagem com a localização dos perfis de GPR.



Fig. 3 – Perfil 1, Bloco 3D em planta, parte superior, lateral, lado esquerdo e frontal, lado direito, das medidas do GPR da Rua Hélio Pinheiro. Retângulos destacados representam área de atenuação do sinal. Linha preta localizada a 3,6 m de profundidade representa o Nível Hidrostático.

De acordo com a análise bacteriológica, realizada com os moradores do entorno, em 2007 a água de suas residências apresentou gosto amargo e no início de 2008 o caso agravou-se, pois a mesma apresentou cheiro forte e sabor de gasolina. Alguns moradores passaram a apresentar problemas de saúde como alergias respiratórias e cutâneas severas, coceiras por todo corpo, queda de cabelos, asma, náuseas, dores abdominais, ardência nos olhos, garganta e narinas, dores de cabeça e insônia. Observaram, ainda, que nos períodos em que se ausentavam de suas casas, os sintomas desapareciam. Diante de tantos problemas alguns moradores decidiram individualmente denunciar o caso à Delegacia de Meio Ambiente (DEMA) e levaram os fatos ao conhecimento da Secretaria Municipal do Meio Ambiente (SEMMA). Posteriormente recorreram ao Ministério Público do

| n.o | Amostra       | Local coleta  | Hora coleta | Coordenadas<br>do poço         | Prof. do<br>poço (m) | Resultado análise<br>(ppm)   |
|-----|---------------|---|-------------|--------------------------------|----------------------|--|
| 01  | AM-0536-08-01 | Al. José Custódio<br>Almeida, n.o 03<br>Resid. Sr. Mauro<br>Roberto                         | 11h15min    | S 01º 21,862'<br>W 48º 26,993' | 12,0                 | Benzeno 0,331<br>Tolueno 0,492<br>Etilbenzeno 0,057<br>m, p-Xilenos 0,637<br>o-Xileno 0,363<br>Xilenos tot 0,999 |
| 02  | AM-0536-08-02 | Al. José Custódio<br>Almeida, n.o 11<br>Resid. Sr. Carlos<br>Cardoso Pinho                  | 11h32min    | S 01° 21,883'<br>W 48° 27,017' | 14,0                 | Benzeno ND<br>Tolueno ND<br>Etilbenzeno ND<br>m, p-Xilenos ND<br>o-Xileno ND<br>Xilenos tot ND                   |
| 03  | AM-0536-08-03 | Al. José Custódio<br>Almeida, n.o 06<br>ISOAMAZON<br>Ind. e Comércio<br>de Art. de Plástico | 11h40min    | S 01° 21,860'<br>W 48° 27,010' | 12,0                 | Benzeno 0,003<br>Tolueno 0,001<br>Etilbenzeno ND<br>m, p-Xilenos ND<br>o-Xileno ND<br>Xilenos tot ND             |
| 04  | AM-0536-08-04 | Al. Hélio Pinheiro,<br>n.o 40<br>Resid. Sra. Maria<br>do Socorro<br>de Araújo               | 11h58min    | S 01º 21,881'<br>W 48º 26,993' | 9,0                  | Benzeno 0,332<br>Tolueno 0,511<br>Etilbenzeno 0,031<br>m, p-Xilenos 0,554<br>o-Xileno 0,325<br>Xilenos tot 0,879 |
| 05  | AM-0536-08-05 | Al. Hélio Pinheiro,<br>n.o 07<br>Resid. Sr. Valmir<br>Castro                                | 12h07min    | S 01º 21,906'<br>W 48º 26,978' | 14,0                 | Benzeno 0,278<br>Tolueno 0,389<br>Etilbenzeno 0,014<br>m, p-Xilenos 0,628<br>o-Xileno 0,378<br>Xilenos tot 1,006 |
| 06  | AM-0536-08-06 | Al. Hélio Pinheiro,<br>n.o 09<br>Resid. Sra. Maria<br>de Fátima / Oficina<br>mecân.         | 12h24min    | S 01º 21,914'<br>W 48º 26,982' | ?                    | Benzeno 0,578<br>Tolueno 1,414<br>Etilbenzeno 0,118<br>m, p-Xilenos 1,915<br>o-Xileno 1,001<br>Xilenos tot 2,916 |
| 07  | AM-0536-08-07 | Al. Hélio Pinheiro,<br>n.o 43<br>Resid. Sra. Júlia<br>Teixeira do Amaral                    | 12h38min    | S 01º 21,867'<br>W 48º 26,981' | 14,0                 | Benzeno 0,957<br>Tolueno 3,765<br>Etilbenzeno 0,491<br>m, p-Xilenos 3,302<br>o-Xileno 1,406<br>Xilenos tot 4,708 |
| 08  | AM-0536-08-08 | Rod. Augusto<br>Montenegro Km 05,<br>s/n<br>Posto Cristal Com.<br>e Deriv. de Pet.          | 12h41min    | S 01º 21,869'<br>W 48º 26,973' | ?                    | Benzeno 0,327<br>Tolueno 0,790<br>Etilbenzeno 0,073<br>m, p-Xilenos 1,117<br>o-Xileno 0,599<br>Xilenos tot 1,716 |

Quadro 1 – Resultados das análises da água dos poços coletados em 2009.

Fonte: CEIMIC (2009)

Estado do Pará, que logo solicitou a análise da água dos poços do entorno do posto e ajuizou o processo para interdição do posto causador da contaminação e remediação dos danos socioambientais pelos proprietários do mesmo. A análise efetuada pela CEIMIC Análises Ambientais (SP) em 2009 encontrou os valores de 0,957 ppm, 0,790 ppm, 0,491 ppm e 4,708 ppm para benzeno, tolueno, etilbenzeno e xileno, Quadro 1, respectivamente, confirmando a contaminação já antes detectada pelo passivo ambiental, pois os valores estavam acima do estipulado pela Portaria de número 1.469/2000 do Ministério da Saúde.

Na água subterrânea próxima ao posto foi encontrada: BTEX - a análise de 12 amostras de água subterrânea indicaram a presença de benzeno (0,00775 mg/L) e tolueno (0,02471 mg/L) e xileno (0,02236 mg/L), identificando a presença de pluma de fase dissolvida de BTEX, (ENSR, 2007).

A amostra 7, por exemplo, apresenta cerca de *191 vezes* o valor máximo permitido para o benzeno, 18 vezes o permitido para o tolueno e 15 vezes o permitido para o xileno, Quadro 1.

Com a finalidade de compreendermos a real situação dos moradores, elaborou-se um questionário para levantamento de dados, os fatores que afetaram a vida dos moradores após a contaminação. A aplicação do questionário ocorreu em um sábado dia 15 de maio de 2010, pela manhã, totalizando 33 consultas.

### 3 - RESULTADOS PARA O GPR

O primeiro levantamento na Rua Hélio Pinheiro foi realizado ao longo de quinze perfis paralelos de 50 m de extensão, separados entre si de 50 cm (área de 6 m x 50 m), distante a 58 m da Rodovia Augusto Montenegro. (Figura 2). Pode-se observar que, provavelmente a pluma de contaminação, nas regiões mais atenuadas (que estão sendo delimitadas pelas linhas brancas na imagem) onde o sinal do GPR está se propagando com uma onda de amplitude baixa, próximo de zero (Figura 3).

O segundo conjunto de perfis do levantamento, ainda na Rua Hélio Pinheiro, foi realizado ao longo de quinze perfis paralelos de 50 m de extensão, separados entre si de 50 cm (área de 6 m x 50 m), distante a 127 m da Rodovia Augusto Montenegro (Figura 2). A posição do perfil na rua é de 127 m a 177 m, a 90 cm de profundidade (Figura 4).



Fig. 4 – Perfil 2, Bloco 3D em planta, parte superior, lateral lado esquerdo e frontal, lado direito das medidas do GPR da Rua Hélio Pinheiro. Retângulos destacados representam área de atenuação do sinal. Linha preta localizada a 3,6 m representa o nível hidrostático.

Pode-se observar que, provavelmente a pluma de contaminação, nas regiões pouco atenuadas (que estão sendo delimitadas pelas linhas brancas na imagem) onde o sinal do GPR está se propagando com uma onda de amplitude baixa, próximo de zero, onde notamos regiões de alteração, atenuações do sinal, provavelmente associadas ao efeito da contaminação, destacadas em branco.

### 4 – RESULTADOS DA APLICAÇÃO DO QUESTIONÁRIO

Do número total de pessoas que responderam o questionário 33% foram do sexo masculino e 67% do sexo feminino. O questionário foi aplicado a moradores maiores de 18 anos. Destes 27% na faixa de 18 a 28 anos; 18% na faixa 29 a 39 anos; 21% na faixa de 40 a 50 anos; 31% acima de 50 anos; 3% estavam sem resposta.

Quando perguntado sobre a finalidade do uso da água 12% fazem uso doméstico e comercial; 88% somente em uso doméstico, demonstrando que a região afetada pelo suposto vazamento compreende em sua maioria residências. Quando indagado sobre o primeiro momento em que houve a suspeita da contaminação (2008), de onde provinha a água utilizada observamos que a maioria das pessoas faz uso da água proveniente de poços, pois a Empresa responsável pelo abastecimento de água não consegue fornecer água de forma eficiente aos moradores do entorno do Posto (Figura 5).



Fig. 5 - Procedência da água, usada pelos moradores antes do suposto vazamento de combustível no Posto.

Ao analisarmos o gráfico sobre qual fator social o acidente mais afetou a vida das famílias, detectamos que o consumo está no topo (Figura 6), devido à maioria dos imóveis da região ser residências e utilizarem a água para uso doméstico.



Fig. 6 – Fatores sociais que afetaram a vida dos moradores, após a suspeita de vazamento.

### 5 – DISCUSSÃO E CONCLUSÕES

Os hidrocarbonetos quando presentes em subsuperfície podem modificar as propriedades físicas do meio. Na medida em que os hidrocarbonetos, nas fases vapor e líquida, ocupam os poros das rochas e parte da água subterrânea vai sendo expulsa dos interstícios entre os grãos minerais, ocorre uma perturbação na situação natural em que o meio se encontrava antes da contaminação (Oliveira, 1992).

Nos resultados obtidos com o GPR podem-se observar em todos os perfis, regiões atenuadas, ou seja, áreas que sugerem a existência da presença da pluma de contaminação. Nas seções amostradas pelo GPR, as Figuras 3 e 4 apontaram evidências de zonas com baixa reflexão e fraca amplitude, designadas neste trabalho como zona de atenuação de sinal ou também de baixa reflexão, características de áreas impactadas por vazamento de combustível (Pedrosa *et al., 2006*).

Nas Figuras 3 e 4 percebemos zonas onde ocorre uma acentuada perda do sinal eletromagnético, principalmente nas áreas onde há reclamações dos moradores quanto a possível presença de contaminantes, ocasionando um importante contraste de sinal chegando a uma amplitude quase nula, sendo possivelmente uma região afetada pelo vazamento de combustíveis.

A análise bacteriológica apresentada ratifica a contaminação ambiental ocorrida aos arredores do posto, em alguns casos com contaminação até cem vezes maior que o permitido.

Com os resultados obtidos através da aplicação do questionário, conclui-se que o vazamento afetou os moradores do entorno do posto de forma direta, economicamente e socialmente, uma vez que a maioria utiliza a água subterrânea no dia a dia. E em alguns casos pontuais também afetou a saúde física e psicológica de alguns moradores. Os contaminantes tendem a seguir o fluxo da água subterrânea (Marques, 2007), que pode ser reduzida pela atenuação dos contaminantes, através de reações químicas ou físico-químicas (Júnior, 2009), pode ocorrer ainda fenômeno do retardamento dos hidrocarbonetos, aonde irão se deslocar mais lentamente que a água subterrânea, fato influenciado pela sorção, que é quando os contaminantes aderem aos grãos da matéria presente na subsuperficie (Marques, 2007). Contudo deve-se ressaltar que o contato direto dos compostos BTEX desempenham um papel de risco aos humanos. Segundo a portaria de número 1.4690/2000 do Ministério da Saúde que dispõe sobre o controle e vigilância da qualidade da água para consumo humano, os valores máximos permitidos de BTEX na água potável são 5 mg/L de benzeno, 0,17 mg/L de tolueno, 0,2 mg/L de etil-benzeno e 0,3 mg/L de xilenos, sendo que a ingestão de índices superiores a estes são depressores do sistema nervoso central e, mesmo que em pequenas quantidade, podem causar toxicidade crônica. Tiburtius et al. (2004) afirmam que a toxicidade dos BTEX pode desencadear carcinomas e mutações, e alertam que a inalação de tolueno ou xilenos pode induzir distúrbios na fala, na visão, audição, no controle dos músculos, podendo ocorrer também na interação de benzeno e xilenos no aparecimento de tumores cerebrais.

### 6 – AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Welitom Borges, da UNB, pela utilização e manipulação do software REFLEX e suporte a interpretações.

Ao Prof. Dr. José Luiz Gouvêa, da UFPA, quem disponibilizou o equipamento GPR.

### 7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Al-Fares, W.; Bakalowicza, M.; Guérinc, R.; Dukhan, M. (2002). Analysis of the karst aquifer structure of the Lamalou area (Hérault, France) with ground penetrating radar. Journal of Applied Geophysics 51, 97-106.
- Castro, D. L.; Castelo Branco, R. M. G. (2003). 4-D ground penetrating radar monitoring of a hydrocarbon leakage site in Fortaleza (Brazil) during its remediation process: a case history. Journal Applied Geophysics, 54: 127-144.
- Corseuil, H. X. (1992). Enhanced degradation of monoaromatic hydrocarbons in Sandy aquifer materials by inoculation using biologically active carbon reactors. Dissertação (Mestrado) Ann Arbor; University Microfilms International.
- Corseuil, H. X.; Martins, M. D. M. (1997). Contaminação de Águas Subterrâneas por Derramamentos de Gasolina: O Problema é Grave?. Revista Engenharia Sanitária e Ambiental, v. 2, n. 2, p. 50-54.
- Costa, J.A.; Ferreira, J.C.; Ferreira, J.F.; Paschoalato, C.F.P.R.; Soares, V.L.; Latanze, R.; Carregari, E.G.; Ferreira, C.H. (2002). Estudo para a Identificação de Áreas Contaminadas com Combustível em Solo Utilizando Micro Detector Portátil de Ionização de Chama. XXVIII Congresso Interamericano de Engenharia Sanitária e Ambiental, Cancún, México, 27 a 31 de outubro de 2002.
- Chamberlain, A.T.; Andrew, T. C.; William, S.; Chis, P.; Roslyn, C. (2000). *Cave detection in limestone using ground penetrating radar.* Journal of Archaeological Science 27, 957-964.
- Corin, L.; Couchart, I.; Dethy, B.; Halleux, L.; Monjoie, A.; Richter, T.; Wauters, J.P. (1997). Radar Tomography Applied to Foundation Design in a Karstic Environment. Modern Geophysics and Engineering Geology: Geological Society of London, Special Publication, Engineering Geology, 12, pp. 167-173.
- Daniels. D. J. (2004). *Ground Penetrating Radar*, 2nd Ed. London, U.K.: The Institution of Electric Engineers, IEE Radar, Sonar and Navigation Series.
- ENRS (2007). *Enviromental Services*. Investigação Ambiental Detalhada e Análise de Risco Tier 1. Belém.
- Davis, J. L.; Annan, A. P. (1989). Ground penetrating radar for high resolution mapping of soil and rock stratigraphy. Geophysical Prospecting 37, 531-551.
- Forte, E.; Pipan, M.; Casabianca D., Di Cuia, R.; Riva, A. (2012). *Imaging and characterization of a carbonate hydrocarbon reservoir analogue using GPR attributes*. Journal of Applied Geophysics, in press, 12 p.
- Galante, G. C. S. (2008). Plumas de contaminação por hidrocarbonetos em diferentes cenários hidrogeológicos paulistas. Dissertação de mestrado, programa de pós-graduação em recursos minerais e hidrogeologia, Universidade de São Paulo, Instituto de Geociências, São Paulo.
- Grasmueck, M.; Weger, R. J. (2002). 3D GPR reveals complex internal structure of Pleistocene oolitic sandbar. The Leading Edge, Vol. 21, No. 7, pp. 634-639.
- Grasmueck, M.; Viggiano, D.; Smith, L.; Nyahay, R. (2005). A. *3-D vision Ground Penetrating Radar (GPR): Reservoir anatomy beyond the outcrop surface*. Abstracts of the AAPG Annual Meeting, June 19-22, 2005, Calgary, Alberta.

- Grasmueck, M.; Weger, R.; Horstmeyer, H. (2005). B. *Full-resolution 3D GPR imaging*. Geophysics 70 (1), K12-K19.
- Jeannin, M.; Garambois, S.; Grégoire, C.; Jongmans, D. (2006). Multiconfiguration GPR measurements for geometric fracture characterization in limestone cliffs (Alps). Geophysics 71 (3), B85-B92. 2006.
- Jesus, T.E.S (2012). *Imageamento Digital de Paleocavernas Colapsadas com Georadar*. Dissertação de Mestrado em Geodinâmica, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, 43p.
- Jesus, T. E. S.; Reis Jr, J. A.; De Castro, David L.; Lima Filho, F. P. (2012). Imageamento digital de paleocavernas colapsadas com ground penetrating radar. Geologia USP. Série Científica, v. 12, p. 71-84.
- Junior J. A. R. (2009). Estudo de Pluma de Contaminação por Combustíveis com o Método GPR e desenvolvimento do simulador geofísico para fins Educativos, UFPA.
- Marques, S. G. (2007). *Metodologia geofísica para contaminação por hidrocarbonetos- Estudo de caso em posto de combustível*. Dissertação de mestrado, USP-SP.
- Matta, M. A. S. (2002). Fundamentos Hidrogeológicos para a Gestão Integrada dos Recursos Hídricos da Região Metropolitana de Belém / Ananindeua – Pará, Brasil 2002. Tese de Doutorado em Geologia, Universidade Federal do Pará, Belém.
- Nobre, M. M. (2007). Soluções Geotécnicas na Remediação de Solos e Águas Subterrâneas. V Seminário de Políticas de Gestão da Qualidade do Solo e das Águas Subterrâneas. São Paulo-SP: Instituto de Geociências, IGDEMA/UFAI, BRASIL.
- Nunes, L. P. M. (2005). Caracterização geoelétrica da área de curtume localizado no Distrito Industrial de Icoaraci, Belém-Pará; Dissertação de Mestrado; Instituto de Geociências, Universidade Federal do Pará.
- Oliveira, E. (1992). Contaminação de Aqüíferos por Hidrocarbonetos Provenientes de Vazamentos de Tanques de Armazenamento Subterrâneo. Dissertação de Mestrado, Instituto de Geociências, USP, 112p.
- Orlando, L. (2003). Semiquantitative evaluation of massive rock quality using ground penetrating radar. Journal of Applied Geophysics 52, 1-9.
- Pedrosa, T. R. M. A. M.; Castro, D. L.; Castelo Branco, R. M. G. (2006). Caracterização de plumas contaminantes de hidrocarbonetos em postos de abastecimento em Fortaleza, usando o método Radar de Penetração do Solo (GPR), Revista de Geologia, Vol. 19, nº 1, 73-86.
- Reyes-Péres, Y.A. (2008). Caracterização Geométrica e Parametrização de Depósitos Transicionais Recentes e sua Aplicação na Modelagem de Reservatórios Petrolíferos. Tese de Doutorado UFRN, Centro de Ciências Exatas e da Terra, Programa de Pós- Graduação em Geodinâmica e Geofísica.
- Takayama, P.; Menezes, P.; Travassos, J. (2008). *High-Resolution 3D GPR imaging of carbonate analogue reservoirs*. Proceedings of 33rd International Geological Congress, August 6–14, 2008, Oslo, pp. 234-237.
- Tiburtius, E. R. L.; Zamora, P. P.; Leal, E. S. (2004). Contaminação de águas por BTEX e processos utilizados na remediação de sítios contaminados. Química Nova, V 27, n. 3, p. 441-446.

### CONSIDERAÇÕES SOBRE UM MODELO DE EQUILÍBRIO LIMITE DE ENERGIAS DE DEFORMAÇÃO PARA DIÁCLASES

Considerations on a limit equilibrium model of strain energies for rock joints

Manuel J. A. Leal Gomes\* Carlos A. J. V. Dinis da Gama\*\* Amândio Teixeira Pinto\*\*\*

**RESUMO** – Os modelos de equilíbrio limite de forças para descontinuidades em maciços rochosos têm o grave óbice de não permitirem a integração da amplitude da rugosidade, pois apenas consideram parâmetros adimensionais relacionados com a geometria das asperezas. Ora, para uma caracterização adequada da rugosidade é essencial considerar também a sua amplitude. Daí a formulação do modelo de equilíbrio limite de energias de deformação para as diáclases que se propõe, pois nos modelos correntes de equilíbrio limite de forças duas diferentes descontinuidades em que a rugosidade tem a mesma inclinação mas diferentes amplitudes, deslizam para a mesma força tangencial, quando na verdade têm diferentes resistências. Apesar de alguns fatores de imprecisão das estimativas das energias de deformação (como o valor da libertação de calor nos processos, plastificações, etc.) não estarem devidamente investigados, as formulações sugeridas mostram pertinência e verosimilhança encorajadoras principalmente para cálculos envolvendo amostras de grande área.

**ABSTRACT** – The limit equilibrium models of forces acting on joints within rock masses have a disadvantage due to the impossibility of explicitly integrating the joint roughness amplitude, because they just consider non-dimensional parameters related with the asperity geometry. Actually, for an adequate joint roughness characterization it is essential to consider also its amplitude. Thus, the formulation of a limit equilibrium model of strain energies associated with rock joints is proposed because in the current models of limit equilibrium of forces two different joints will yield under the same shear stress when they have asperities with the same slope but different amplitudes, while in fact they actually have different strengths. In spite of some inaccuracy in factors deficiently understood of the strain energy formulations (like the amount of heat radiation, plasticity processes, and so on) the suggested formulations have encouraging relevance and likelihood, mainly while samples have a large area.

**PALAVRAS CHAVE** – Modelo de equilíbrio limite; dilatância; amplitude de rugosidade; deslocamento de pico; área de asperezas cortada; energia de deformação; diáclases.

### 1 – INTRODUÇÃO

Apesar da existência de muitos critérios de resistência de descontinuidades em maciços rochosos, todas essas formulações têm o grave óbice de não considerarem a amplitude da rugosidade das diáclases, mas tão só parâmetros adimensionais como a inclinação das suas asperezas.

<sup>\*</sup> Professor Associado Aposentado, Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro (UTAD), Vila Real, Portugal. E-mail: mlgomes@sapo.pt

<sup>\*\*</sup> Professor Catedrático Jubilado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal. E-mail: dgama@ist.utl.pt

<sup>\*\*\*</sup> Professor Associado, Instituto Superior Politécnico, ISPT, Lubango, Angola. E-mail: ateixeirapinto@gmail.com

Através de equações de equilíbrio limite de forças, demonstra-se que sob uma força normal N na descontinuidade, a força tangencial T necessária para provocar o seu deslizamento depende de tg ( $\phi$  + i) e c, onde  $\phi$  é o ângulo de atrito, i a dilatância angular (dependente da inclinação das asperezas e de N) e c a coesão fictícia. Estes parâmetros  $\phi$  e i são adimensionais e c tem dimensões de pressão. Por outro lado, sendo a rugosidade uma das principais características das diáclases observadas nestes modelos, só os seus aspetos texturais como a inclinação da rugosidade i são considerados, nunca se fazendo intervir a amplitude h da rugosidade.

Contudo, a consideração de duas asperezas com perfis homotéticos, isto é, tendo a mesma inclinação mas diferentes amplitudes, mostra imediatamente que têm diferentes resistências, porque o trabalho necessário para fazer deslizar a de maior h é superior (Figura 1). Na Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro foram executados ensaios de arrastamento, sob uma mesma tensão normal de 0,7 kPa, sobre amostras de argamassa de cimento e areia fina fluvial tendo asperezas homotéticas de diferente h, com i (constante para cada série de ensaios) de 20°, 30°, 45° e 60°, que verificaram inteiramente o modelo de Patton (1966) (Leal Gomes, 2001), pelo que as forças tangenciais resistentes no equilíbrio limite não dependem da amplitude da rugosidade, mas tão só da sua inclinação. Por isso os ensaios de deslizamento têm um interesse limitado, uma vez que não analisam o significado de um fator tão importante como é a amplitude de rugosidade. Isso só é possível se as energias de deformação associadas a cada deslizamento forem consideradas. Mas enquanto é possível medir as forças em laboratório e no campo, não existem dispositivos que permitam medir as energias.



Fig. 1 – Duas asperezas homotéticas (X e Y) tendo o mesmo declive mas diferentes amplitudes (h e h'). De acordo com os modelos de equilíbrio limite de forças, elas têm idêntica resistência ao corte, embora as suas resistências efetivas sejam diferentes, como se intui da simples apreciação da figura.

Da simples apreciação da Figura 1 conclui-se que a superação da aspereza X é mais difícil do que a de Y, porque a energia de posição requerida para ultrapassar a aspereza X é superior à necessária para fazer o mesmo com Y.

Os modelos de equilíbrio limite de forças só fazem uma quantificação parcial do fenómeno de deslizamento e a extensão em que essa análise é efetiva, isto é, discernir a percentagem de resistência atribuível à inclinação da rugosidade, ou seja aos seus aspetos texturais, e a atribuível à amplitude, é, por agora, impossível. Estes modelos de equilíbrio limite de forças de deslizamento das diáclases estão cheios de paradoxos que só os modelos de equilíbrio limite de energias de deformação conseguem resolver (Leal Gomes, 2010).

Fica-nos assim a possibilidade de realizar cálculos da energia de deformação consumida nos deslizamentos, o que é menos interessante do que a experimentação poderia debitar, se fosse possível. Por isso, muito pouco se tem feito para quantificar as energias de deformação. Contudo, estes

cálculos da energia de deformação associada aos deslizamentos de descontinuidades são muito úteis porque permitem avaliações de estabilidade muito mais ajustadas à realidade.

Estes cálculos permitem chegar a estimativas mais verosímeis da estabilidade das diáclases e são fáceis de executar. Se se argumentar que o importante é medir os agentes da evolução dos fenómenos (e neste caso estamos reduzidos a fazê-lo com as forças), lembremo-nos, por exemplo, de que no caso da avaliação da estabilidade dos deslizamentos no campo também estamos reduzidos, na prática, ao cálculo pelas fórmulas e processos clássicos. Porque a medida das forças *in situ* quando não é impossível tem sérios óbices, entre eles as limitações financeiras dos ensaios, neste caso muito caros.

### 2 – UM MODELO DE EQUILÍBRIO LIMITE DE ENERGIAS DE DEFORMAÇÃO

Além dos critérios convencionais de equilíbrio limite de forças para diáclases propostos por Patton (1966), Barton (1990), Jaeger (1971), Ladanyi e Archambault (1970) e o modelo clássico de Coulomb, Leal Gomes (2001) introduziu um modelo de equilíbrio limite de energias de deformação para a fase puramente dilatante, sob tensões normais aplicadas nas descontinuidades em maciços rochosos muito baixas, de modo que não se verifique corte das asperezas nos deslizamentos (ver Figura 2 e equação (1)).



Fig. 2 – Variáveis e parâmetros relevantes para o problema em questão, numa aspereza duma descontinuidade em maciço rochoso.

Nestas condições, a energia de deformação necessária ao deslizamento será dada por

$$E = \{ [tg (\phi + i) / tg i] - 1 \} h . N$$
(1)

onde  $\varphi$  é o ângulo de atrito, sendo as restantes variáveis geométricas e estáticas apresentadas na Figura 2. A equação (1) obtém-se através de algumas transformações algébricas e trigonométricas muito simples. Considerando e como o deslocamento total ao longo da face da aspereza (de uma descontinuidade ajustada), a energia total necessária para a sua superação é

$$E = T'. e = (T \cos i - N \sin i). e$$
<sup>(2)</sup>

Mas a condição geral de equilíbrio limite de forças exigida é

$$T/N = tg (\varphi + i)$$
(3)

o que faz com que se obtenha a equação (1).

Este modelo pode ser generalizado para condições de médias a altas tensões normais na diáclase através da área de asperezas cortada no deslizamento. Fazendo os convenientes ajustamentos na equação (1) e considerando que o deslocamento de pico  $d_p$  depende de h através de

$$h/d_p = tg i \tag{4}$$

onde

$$d_p \sim b$$
 (5)

para uma situação mista de dilatância e corte de asperezas, obtém-se a equação (6)

$$\mathbf{E} = \{ [\operatorname{tg} (\varphi + \mathbf{i}) - \operatorname{tg} \mathbf{i}] : \mathbf{N} + \mathbf{a}_{\mathrm{s}} : \mathbf{A} : \tau_{\mathrm{c}} \} . \ \mathbf{d}_{\mathrm{p}}$$
(6)

Nesta expressão,  $a_s$  é a percentagem da área A da descontinuidade cortada,  $\tau_c$  é a resistência ao corte das asperezas e ( $a_s$ .A. $\tau_c$ ) a força exigida para a sua rotura tangencial, que se exerce ao longo do comprimento do conjunto das asperezas a seccionar, o qual é igual a  $d_p$ . Assim, o produto ( $a_s$ .A. $\tau_c$ ). $d_p$  representa a expressão do trabalho necessário para globalmente romper as asperezas que sofrem fracturação ao longo de  $d_p$ , possuindo logicamente as dimensões de uma energia [L<sup>2</sup>MT<sup>-2</sup>].

Se a diáclase for inclinada, o correspondente ângulo  $\beta$  deve ser adicionado ou subtraído a i, conforme for favorável ou desfavorável a posição da descontinuidade.

A verificação experimental desta equação é impossível por não poderem as energias de deformação ser medidas quer em laboratório quer no campo. Elas só podem ser calculadas. Mas insistimos no já referido interesse desta formulação ao permitir análises de sensibilidade da estabilidade das descontinuidades em moldes novos e abrangentes que incluem não só os aspetos texturais adimensionais, mas também a fundamental consideração da amplitude da rugosidade. Note-se ainda que na equação (6), sob tensões normais médias na descontinuidade ( $\sigma_n$ ) consideráveis, como veremos, i assume valores de dilatância arc tg V inferiores ao valor morfológico de acordo com o  $\sigma_n$  em questão (Ladanyi e Archambault, 1970).

### 3 – DISCUSSÃO SOBRE O MODELO DE EQUILÍBRIO LIMITE DE ENERGIAS DE DEFORMAÇÃO SUGERIDO

Para compreensão desta abordagem é necessário analisar o significado de  $d_p$ ,  $\tau_c$ ,  $a_s$  e i (ou arc tg V, quando se consideram situações com a descontinuidade sob considerável  $\sigma_n$ ) contidos na equação (6).

### 3.1 – O problema do deslocamento de pico d<sub>p</sub>

O deslocamento de pico  $d_p$  relaciona-se com a amplitude da rugosidade de acordo com as equações (4) e (5). A variável  $d_p$  é efetivamente o comprimento rompido e o deslocamento a ser considerado, porque é o parâmetro que assegura que a resistência de pico foi completamente mobilizada e portanto, também, tanto a dilatância como a rotura das asperezas. Contudo, não só  $d_p$  depende habitualmente da escala das diáclases, como é um valor difícil de definir sob elevado  $\sigma_n$  devido ao comportamento dúctil das descontinuidades solicitadas ao corte nestas condições.

A variável h é facilmente medida nos afloramentos, mas não se deve intervir com ela na formulação das energias de deformação realizadas no corte das diáclases pois estes são mais complexos do que uma observação simplista do fenómeno deixa supor. Não só as asperezas mais conspícuas são as primeiras a ser rompidas, como a deformação da rugosidade ao longo das juntas sob elevado  $\sigma_n$  deve ser considerada. Portanto, a máxima amplitude da rugosidade h não interfere diretamente no cálculo da energia de deformação associada aos deslizamentos das descontinuidades, mas está intrinsecamente ligada com eles.

Barton e Choubey (1977) afirmam que, em ensaios laboratoriais, d<sub>p</sub> é cerca de 1% do comprimento das amostras medido na direção dos deslizamentos, adotando o valor

$$d_{p} = (L / 500) (JRC / L)^{0.33}$$
(7)

para diáclases naturais, onde L é o comprimento da descontinuidade em metros e JRC é o coeficiente de rugosidade da descontinuidade. O modelo de Barton considera  $d_p$  como indiretamente dependente de  $\sigma_n$  através do cálculo de JRC. Mas enquanto a resistência ao corte  $\tau$  pode ser medida em ensaios laboratoriais e o JRC correspondente ao  $\sigma_n$  aplicado pode ser calculado através do modelo de Barton, no terreno isso não é possível. Nestas condições o JRC é obtido por comparação com os perfis típicos de Barton e Choubey.

De acordo com Leal Gomes e Dinis da Gama (2007) um tal procedimento tem muitas objeções e não é correto na maioria das situações. Beer *et al.* (2002) abordaram o mesmo problema e concluíram que só num número restrito de diáclases a inspeção visual permite uma estimativa relativamente precisa de JRC, descrevendo erros na determinação de JRC relacionados com o tipo de superfícies das diáclases e a experiência do observador.

Mas JRC é de cerca de 6 a 13 na maioria das diáclases em rochas magmáticas. Portanto JRC<sup>0,33</sup> tem uma pequena variação e é muito próximo de um valor médio de 2,1. Por isso, nestas condições, a equação (7) aproxima-se de

$$d_{\rm p} = 0,0042 \ \rm L^{0.67} \tag{8}$$

que é uma fórmula expedita utilizável nas condições indicadas.

Outra formulação muito interessante sugerida por Asadollahi *et al.* (2010), onde o efeito de escala (L) e  $\sigma_n$  são tidos em conta, é

$$d_{p} = 0,0077 . L^{0.45} . (\sigma_{n}/JCS)^{0.34} . \cos [JRC . \log (JCS/\sigma_{n})]$$
(9)

Nesta equação, onde JCS é o coeficiente de resistência dos bordos da diáclase,  $d_p$  diminui à medida que JRC cresce, ao contrário do que sucede na equação (7) de Barton. Mas esta última equação não considera explicitamente a intervenção de  $\sigma_n$  que é da maior importância nesta fenomenologia.

A estimativa de  $d_p$  torna-se mais difícil à medida que  $\sigma_n$  aumenta, devido ao comportamento cada vez mais dúctil, nestas condições, das diáclases e aos maiores deslocamentos de pico esperados. Mas Leal Gomes (1998) obteve experimentalmente em amostras com áreas entre 0,0085 m<sup>2</sup> e 0,0256 m<sup>2</sup> (de uma diáclase artificial de grande área (4,32 m<sup>2</sup>) em granito porfiroide do Pontido, Vila Pouca de Aguiar), o mesmo  $d_p$  de 0,25 mm para  $\sigma_n$  de 0,05, 0,3 e 0,6 MPa. Contudo, quando  $\sigma_n$  se tornou igual a 1,2 MPa, equivalente a uma cobertura de 45 metros de rocha, encontrou um  $d_p$  igual a 0,6 mm. Por isso o  $d_p$  calculado a partir das equações (7) e (8) tem de ser visto com precaução porque aparentemente é sobrestimado para descontinuidades rugosas e ajustadas em rochas sãs. Efetivamente, em ensaios com amostras entre 10,5 e 16 cm na direção do deslizamento, este autor mediu  $d_p$  com defletómetros e verificou que eles eram cerca de metade dos fornecidos pelas equações (7) e (8), mas muito próximos dos obtidos com a equação (9), para uma tensão normal média na descontinuidade  $\sigma_n$  de 1,2 MPa.

Por outro lado, Asadollahi *et al.* (2010) verificaram que os valores de d<sub>p</sub> obtidos através da equação (7) de Barton, para amostras de diáclases em granitos tendo cerca de 5 cm de comprimento,

são cerca de 80% dos valores medidos. Portanto, para essas pequenas escalas, os valores assim calculados são próximos dos medidos.

Karami e Stead (2008) referem o carácter dúctil das curvas de deslocamentos ao corte *versus* tensões tangenciais para  $\sigma_n$  elevados. Todavia as curvas citadas ainda se integram em modelos de deslocamento constantes quando o JRC das juntas é elevado, apresentando ordens de grandeza de d<sub>p</sub> próximos dos já acima referidos. Fardin (2008) abordou o mesmo problema sob o ponto de vista do efeito de escala, mas não de forma decisiva para a sua solução. Com efeito, o esclarecimento desta temática exige muitos aperfeiçoamentos porque as regras disponíveis para estimativa de d<sub>p</sub> são ainda vagas e incertas.

### 3.2 – O problema da resistência ao corte das asperezas $\tau_c$

Acerca da resistência ao corte das asperezas  $\tau_c$ , o seu valor deve ser cerca de JCS/2 (onde JCS é o coeficiente de resistência dos bordos da diáclase no modelo de Barton) embora envolvendo alguma sobrestimação. Porém, o confinamento das asperezas produzido pelo crescimento da tensão normal média nas descontinuidades ajustadas pode inclusivamente pôr o valor de  $\tau_c$  assim obtido a favor da segurança. Por isso, este processo de o estimar parece aceitável. JCS é facilmente obtido no campo com o auxílio do esclerómetro de Schmidt (Brown, 1981; Ulusay e Hudson, 2007) e é muito próximo da resistência à compressão uniaxial do material dos bordos das diáclases.

### 3.3 – O problema da dilatância i (ou arc tg V)

A dilatância sob tensões normais muito baixas corresponde ao declive morfológico das asperezas i. De acordo com Bandis (1980) deve-se tomar em conta a maior inclinação das asperezas nos bordos da diáclase. Inclusive, se as descontinuidades forem ajustadas, as inclinações das várias ordens de rugosidades e ondulações presentes nos bordos devem ser adicionadas. Mas à medida que  $\sigma_n$  aumenta, ocorrem deformações e desgastes das asperezas nos deslizamentos de que resulta uma redução do efetivo ângulo de dilatância que passa a designar-se por arc tg V.

Ladanyi e Archambault (1970) estudaram o problema tendo proposto a função

$$\mathbf{V} = [1 - (\sigma_n / \sigma_c)] \mathbf{k}_2 \cdot \mathbf{tg} \mathbf{i}$$
(10)

onde V é a tangente do ângulo de dilatância sob um  $\sigma_n$  significativo, porque quando  $\sigma_n \rightarrow 0$ , V  $\rightarrow$ tg i. Na expressão  $\sigma_c$  é a resistência à compressão uniaxial dos bordos rochosos da diáclase em questão e k<sub>2</sub> um parâmetro com um valor próximo de 4. Contudo k<sub>2</sub> deve ser maior do que 4 para haver ajustamento da equação (10) aos próprios valores publicados por estes autores. Porque quando  $\sigma_n$ é muito baixo, (1– ( $\sigma_n / \sigma_c$ )) torna-se muito próximo de 1 e não se obtém o ajustamento de V extraído através da equação (10) usando este k<sub>2</sub>.

Considerando valores publicados por Leal Gomes (1998),  $k_2$  deve ser superior a 100 para uma conveniente descrição da variação da dilatância à medida que  $\sigma_n$  aumenta. Efetivamente, nos já mencionados ensaios sobre amostras da descontinuidade em granito do Pontido, cujos bordos tinham JCS elevado (115 MPa), o valor de i era de cerca de 49,5° sob uma tensão normal média na amostra de 1 kPa. Mas sob um  $\sigma_n$  de 1,2 MPa, usando um  $k_2$  de 110 obtém-se um arc tg V de cerca de 20°, ajustado aos valores experimentais.

Deve-se salientar que a expressão de Olsson e Barton (2001)

$$V = (1/M) JRC \log (JCS/\sigma_n)$$
(11)

onde M é um coeficiente de degradação dos bordos da descontinuidade que toma o valor de 1 para deslizamentos sob  $\sigma_n$  baixo e de 2 para altas tensões normais médias na descontinuidade, fornece

aproximadamente os mesmos valores para arc tg V. Tem sido dada pouca atenção a refinamentos da dilatância sob várias ordens de  $\sigma_n$  e para diferentes escalas, embora parte do trabalho teórico de Barbosa (2009) se lhe tenha dedicado.

A dilatância morfológica i foi muitas vezes usada em condições de  $\sigma_n$  elevado, o que é completamente desajustado porque a rugosidade se deforma e é esmagada à medida que as forças nor mais e tangenciais atuam, havendo um efeito global de redução da dilatância. Mas, por outro lado, V é, aparentemente, pouco afetado pelo efeito de escala (Leal Gomes, 1998).

### 3.4 – O problema da estimativa da área cortada nos deslizamentos (a<sub>s</sub>.A)

Vários autores estudaram o problema da estimativa da área cortada nos deslizamentos ( $a_s$ .A). Grasselli e Egger (2003) referem um modelo de previsão da potencial área de contacto total dos bordos das diáclases em relação ao ângulo de inclinação aparente da rugosidade na direção do corte. Os valores obtidos em pequenas amostras (Grasselli, 2001) são muito mais elevados do que os encontrados por Bandis (1980) e Leal Gomes e Dinis da Gama (2009). Marache *et al.* (2008), num artigo dedicado ao estudo da rigidez normal, demonstraram que a área de contacto entre os bordos das juntas depende não só da escala mas também, fortemente, de  $\sigma_n$ .

Belem *et al.* (2009) fizeram a revisão dos modelos de degradação da rugosidade existentes, propondo um método para quantificação do desgaste em amostras ensaiadas, afirmando que o grau de desgaste é um bom parâmetro para a estimativa da percentagem do desgaste das superfícies dos bordos mutuamente deslocados no corte ( $D_w$ ) e que não é fácil concluir a quanto corresponde  $D_w$  à medida que  $\sigma_n$  aumenta, pelo menos no caso de réplicas em argamassa de descontinuidades em xistos, que estudou. Os valores encontrados de  $D_w$  são muito altos e provavelmente colocam ( $a_s$ .A) a desfavor da segurança.

Barbosa (2009) introduziu um modelo de degradação dos bordos das diáclases que considera vários segmentos nas curvas (tensões de corte *versus* deslocamentos tangenciais). Analisa este problema para descontinuidades ajustadas e desajustadas, concluindo que não é o comprimento da amostra por si mesmo que produz o efeito de escala na resistência ao deslizamento, mas a relativa concentração de tensões entre os bordos das diáclases, por sua vez controlada pela razão entre o número de asperezas que participa no deslizamento e o número total de asperezas nos bordos. Apesar do inegável interesse da abordagem preconizada, o autor não dá subsídios experimentais suficientes para o esclarecimento prático, concreto e definitivo da temática em apreço, isto é, da evolução de  $a_s$  em função de A e de  $\sigma_n$ .

Admitindo que (a<sub>s</sub>.A) é aproximadamente a área efetiva de contacto entre os bordos das juntas nas condições de pico, Yoshinaka *et al.* (1993) provocaram o deslizamento de amostras provenientes de granito de Inada, sob  $\sigma_n$  entre 0,5 e 2 MPa e com A entre 400 e 1600 cm<sup>2</sup>. Observou-se que a<sub>s</sub>, por seu lado, variava entre cerca de 1% e 6% de A, aumentando com o crescimento das tensões normais médias. Estes valores foram obtidos detendo os deslizamentos para um dado valor do deslocamento e verificando a descontinuidade desgastada.

Quando Leal Gomes (1998) tentou um procedimento análogo nos já referidos testes sobre amostras da diáclase artificial de 4,32 m<sup>2</sup> praticada num bloco de granito porfiroide do Pontido, só uma pequena fração da área cortada efetiva correspondente ao estágio de deslizamento alcançado em questão, pôde ser identificada pelo desgaste, dada a dureza da rocha. Por causa desse obstáculo os valores de Yoshinaka *et al.* (1993) obtidos também em granito (a Figura 3 baseia-se nesses valores) podem estar subestimados.

Na verdade a soma das áreas de asperezas desgastadas pode não corresponder exatamente à soma das áreas das asperezas cortadas ( $a_s$ .A), que é o fator que efetivamente intervém na equação (6), mas provavelmente é muito próxima deste valor. Note-se ainda que ( $a_s$ .A) é bastante mais pequena



**Fig. 3** – Evolução de  $a_s \operatorname{com} \sigma_n$ , para diversos valores de A.

do que a área efetiva de contacto entre os bordos das diáclases ajustadas ( $A_{ef}$ ), exceto se ao ajustamento dos bordos se associar um  $\sigma_n$  muito alto.

De acordo com Ladanyi e Archambault (1970) o fenómeno é descrito pela expressão

$$a_{s} = 1 - [1 - (\sigma_{n} / \sigma_{c})] k_{1}$$
(12)

onde  $k_1$  é da ordem de 1,5. Os valores obtidos através desta equação são muito próximos dos sugeridos por Barton e Choubey (1977). Estes autores propõem  $a_s$  da ordem de  $\sigma_n$ /JCS nas condições de pico. Com efeito Ladanyi e Archambault afirmam que  $a_s$  tende para 1 quando  $\sigma_n$  é suficientemente alto para não existir dilatância. Mas quando  $\sigma_n \rightarrow 0$ , também  $a_s \rightarrow 0$ . Em situações intermédias dever-se-ão fazer comparações entre os valores da Figura 3 e o critério acima de Ladanyi e Archambault.

### 3.5 - Exemplos de aplicação

O Quadro 1 foi construído para material semelhante ao das amostras de diáclases em granito do Pontido como as atrás referidas, usando as equações (6), (9), (10) e (12) e a Figura 3.

Usando as equações (6), (8), (10) e (12) e a Figura 3 nas mesmas amostras consideradas no Quadro 1, obtiveram-se valores de E mais elevados do que os anteriores, porque os  $d_p$  usados são maiores (Quadro 2).

| σ <sub>n</sub><br>(MPa) | A<br>(m <sup>2</sup> ) | L<br>(m) | a <sub>s</sub><br>(%) | arc tg V(i, $\sigma_n$ , k <sub>2</sub> )<br>(°) | JRC | d <sub>p(Asadollahi)</sub><br>(m.10 <sup>-3</sup> ) | E<br>(Joule) |
|-------------------------|------------------------|----------|-----------------------|--|-----|---|--------------|
|                         | 0.0256                 | 0.16     | 0.1                   |  | 6   | 0,228   | 1,18         |
|                         | 0,0236                 | 0,10     | ~ 0,1                 |  | 13  | 0,175   | 0,91         |
| 0.05                    | 1                      | 1        | 0.1                   | 48   | 6   | 0,52  | 105          |
| 0,05                    | 1                      | 1        | ~ 0,1                 | 40   | 13  | 0,4   | 81           |
|                         | 4                      | 2        | 0.1                   |  | 6   | 0,71  | 575          |
|                         | 4                      | 2        | ~ 0,1                 |  | 13  | 0,55  | 446          |
|                         | 0.0256                 | 0.16     | 2.4                   |  | 6   | 0,7   | 41           |
|                         | 0,0256                 | 0,16     | 2,4                   |  | 13  | 0,64  | 37           |
| 1.2                     | 1                      | 1        | 1                     | 20   | 6   | 1,6   | 2354         |
| 1,2                     | 1                      | 1        | 1                     | 20   | 13  | 1,5   | 2207         |
|                         | 4                      | 2        | 0.05                  |  | 6   | 2,2   | 12695        |
|                         | 4                      | 2        | 0,95                  |  | 13  | 2   | 11541        |

Quadro 1 – Parâmetros de amostras da diáclase em granito do Pontido e respetivos E calculados.

 $\phi$  =28°; JCS=115 MPa;  $\tau_c$  = 57,5 MPa;  $k_2$  = 110;  $i_{morfológico}$  = 49,5°;  $\beta$  = 0°

Quadro 2 – Valores aproximados de E(d<sub>p</sub>(Barton)) para as mesmas amostras do Quadro 1.

| σ <sub>n</sub><br>(MPa) | L<br>(m) | d <sub>p(Barton)</sub><br>(m.10 <sup>-3</sup> ) | E<br>(Joule) |
|-------------------------|----------|---|--------------|
|                         | 0,16     | 1,2   | 6            |
| 0,05                    | 1        | 4,2   | 850          |
|                         | 2        | 6,7   | 5430         |
|                         | 0,16     | 1,2   | 70           |
| 1,2                     | 1        | 4,2   | 6180         |
|                         | 2        | 6,7   | 38660        |

### 4 – SÍNTESE

Propõe-se um novo critério de verificação da estabilidade de diáclases por comparação entre os valores de energia fornecidos pela equação (6) e o acréscimo de energia de posição G necessário para o bordo superior ultrapassar o bordo inferior, com rugosidade de amplitude h. De acordo com este critério, se G for inferior a E a descontinuidade é estável e em caso contrário, não.

O maior óbice deste modelo de equilíbrio limite de energias de deformação para diáclases está nos baixos valores de E obtidos através da equação (6). Os valores de E do Quadro 1 são da ordem de 1 Joule ou poucos kJoule no deslizamento das amostras mais pequenas, quando o senso comum sugere que os E efetivos devem ser muito mais elevados. Este facto é devido a insuficiente aferição dos parâmetros, gráficos e equações em que se apoia a relação (6), bem como a perdas de energia ainda não investigadas através do calor desenvolvido por atrito entre os bordos das juntas, redução entre eles das asperezas rompidas a fragmentos cada vez menores e pó, processos de deformação plástica e várias ineficiências do sistema de aplicação das forças tangenciais. No Quadro 2 os valores de E são mais plausíveis. Contudo, Jing *et al.* (1993) afirmam que o montante de calor produzido por fricção é reduzido porque  $a_s$  é geralmente pequeno.

Mas admitindo que uma parte significativa da energia acumulada nas amostras antes do pico é aliviada imediatamente depois dele, dependendo da rigidez da máquina de ensaios, a energia Q dissipada após o pico ter sido alcançado é dada por

$$Q/t_{p} = N tg \varphi_{r}. U$$
(13)

onde  $t_p$  é o intervalo de tempo escoado depois de atingidas as condições de pico,  $\varphi_r$  o ângulo de atrito residual e U a velocidade do bloco superior pós-pico. Considerando  $\varphi_r = 30^\circ$  e U = 0,005 m/s, para amostras tendo 4 m<sup>2</sup>, sob  $\sigma_n$  igual a 1,2 MPa, Q orça os 13 900 Joule no primeiro segundo. Este valor é próximo da ordem de grandeza do valor de energia (dissipado principalmente sob a forma de calor) calculado por De Blasio (2008) para um deslizamento de uma massa rochosa de 20 m de alto ao longo de uma superfície inclinada 45°, três segundos após o seu início (aproximadamente 20 000 Joule.m<sup>-2</sup>/s). Nesta estimativa fez-se  $\varphi_r$  igual a 17°. Portanto os Quadros 1 e 2 não estão dela demasiado distantes e há certa verosimilhança nos seus valores para as amostras maiores. Afinal a discussão aqui realizada sobre os valores de d<sub>p</sub>, deixa transparecer que os valores reais de E nos casos estudados, provavelmente encontram-se entre os do Quadro 1 e os do 2.

### 5 - CONCLUSÃO

A avaliação da estabilidade das diáclases através dos tradicionais modelos de equilíbrio limite de forças é apenas parcial, não se sabendo qual a extensão real da sua eficácia ao considerar apenas aspetos texturais, isto é, parâmetros adimensionais ligados à geometria da rugosidade, em detrimento da consideração da amplitude que é essencial para uma abordagem mais abrangente e completa do fenómeno. Isto só é possível através dos modelos de equilíbrio limite de energias de deformação, como o proposto neste artigo.

Com efeito, o método de avaliação de estabilidade proposto integra nos critérios de resistência convencionais considerações sobre a deformabilidade das descontinuidades em maciços rochosos. Portanto é um avanço na quantificação da estabilidade das diáclases pois com ele chega-se à resistência real das juntas apreciada através de cálculos de energia.

Como a estimativa convencional da estabilidade das diáclases lida com forças em vez de energias, algumas dimensões não estão presentes nas respetivas equações tradicionais. Efetivamente, as energias são mais ricas em dimensões [L<sup>2</sup>MT<sup>-2</sup>] do que as forças [LMT<sup>-2</sup>] que intrinsecamente contêm menos informação e por isso são um instrumento mais tosco de análise dos problemas ventilados neste artigo (Leal Gomes, 2010). Daí a preferência por este novo conceito baseado em energias de deformação.

### 6 - AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a disponibilidade e amável colaboração do Engenheiro Gustavo André Paneiro na preparação do documento final deste artigo.

### 7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Asadollahi, P.; Invernizzi, M.C.A.; Addotto, S.; Tonon, F. (2010). Experimental validation of modified Barton's model for rock fractures. Rock Mechanics and Rock Engineering, 43, pp. 597-613.
- Bandis, S. (1980). *Experimental studies of scale effects on shear strength and deformation of rock joints.* PhD Thesis, University of Leeds.
- Barbosa, R.E. (2009). Constitutive model for small rock joint samples in the lab and large rock joint surfaces in the field. ROCKENG09, Proceedings of the 3rd CANUS Rock Mechanics Symposium, Toronto.
- Barton, N. (1990). Scale effects or sampling bias? Scale Effects in Rock Masses, Loen, Balkema, Rotterdam, pp. 31-55.
- Barton, N.; Choubey, V. (1977). *The shear strength of rock joints in theory and practice*. Rock Mechanics, 10, pp. 1-54.
- Beer, A.J.; Stead, D.; Coggan J. (2002). A critical assessment of discontinuity roughness characte rization. Rock Mechanics and Rock Engineering, 35, pp. 65-74.
- Belem, T.; Souley, M.; Homand, F. (2009). Method for quantification of wear of sheared joint walls based on surface morphology. Rock Mechanics and Rock Engineering, 42, pp. 883-910.
- Brown, E.T. (1981). *Rock characterization, testing & monitoring ISRM suggested methods.* Pergamon Press, Oxford.
- De Blasio, F.V. (2008). Production of frictional heat and hot vapour in a model of self-lubricating landslides. Rock Mechanics and Rock Engineering, 41, pp. 219-226.
- Fardin, N. (2008). Influence of structural non-stationarity of surface roughness on morphological characterization and mechanical deformation of rock joints. Rock Mechanics and Rock Engineering, 41(2), pp. 267-297.
- Grasselli, G. (2001). Shear strength of rock joints on quantified surface description. PhD Thesis, École Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Grasselli, G.; Egger, P. (2003). Constitutive law for the shear strength of rock joints based on threedimensional surface parameters. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 40, pp. 25-40.
- Karami, A.; Stead, D. (2008). Asperity degradation and damage in direct shear test: a hybrid *FEM/DEM approach*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 41(2), 229-266.
- Jaeger, J.C. (1971). Friction of rocks and stability of rock slopes. Géotechnique, 21, nº 2, pp. 97-134.
- Jing, L.; Stephansson, O.; Nordlund, E. (1993). Study of rock joints under cyclic loading conditions. Rock Mechanics and Rock Engineering, 26(3), pp. 215-232.
- Ladanyi, B.; Archambault, G. (1970). *Simulation of shear behavior of a jointed rock mass.* Proc. 11th Symp. on Rock Mech. (AIME), Berkeley, California, pp. 105-125.
- Leal Gomes, M.J.A. (1998). O efeito de escala em maciços rochosos o caso da resistência e deformabilidade das descontinuidades. Tese de Doutoramento, Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Vila Real, Portugal.

- Leal Gomes, M.J.A. (2001). The assessment of safety of rock mass joints considering their amplitude of roughness. Proceedings of the ISRM Regional Symposium EUROCK 2001, Espoo, Finland, A. A. Balkema, Lisse, pp. 249-254.
- Leal Gomes, M.J.A. (2010). Lucubrações sobre modelos de equilíbrio limite de resistência de descontinuidades em maciços rochosos. Geotecnia nº 120, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, LNEC, Lisboa, pp. 65-85.
- Leal Gomes, M.J.A.; Dinis da Gama, C. (2007). New insights on the geomechanical concept of joint roughness. 11th ISRM Congress, Lisboa, Vol. 1, pp. 347-350.
- Leal Gomes, M.J.A.; Dinis da Gama, C. (2009). An experimental study on scale effects in rock mass *joint strength*. Soils and Rocks, São Paulo, Vol. 32, nº3, pp. 109-122.
- Marache, A.; Riss, J.; Gentier, S. (2008). *Experimental and modeled mechanical behavior of a rock fracture under normal stress*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 41, pp. 869-892.
- Olsson, R.; Barton, N. (2001). An improved model for hydromechanical coupling during shearing of rock joints. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 32, pp. 317-329.
- Patton, F.D. (1966). *Multiple modes of shear failure in rock and related materials*. PhD Thesis, University of Illinois.
- Ulusay, R.; Hudson, J.A. (2007). The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974-2006. Commission on Testing Methods, ISRM Turkish National Group, Ankara, Turkey.
- Yoshinaka, R.; Yoshida, J.; Arai, H.; Arisaka, S. (1993). Scale effects on shear strength and deformability of rock joints. Scale Effects in Rock Masses, Lisbon, Balkema, Rotterdam, pp. 143-149.



| ш |
|---|
| F |
| 1 |
| 4 |
| ž |
| Ο |
| Ū |

A Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG) e a Universidade da Beira Interior (UBI), através do Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura (DECA), organizam o 14° Congresso Nacional de Geotecnia instalações da UBI, de 6 a 9 de abril de 2014. A UBI é uma jovern universidade cujas raizes remontam a 1973, inserindo-seo curso de Engenharia Civil no seu plano 1978, inserindo-seo curso de Engenharia Civil no seu plano 1978, inserindo-seo curso de Engenharia civil no seu plano este curso e as suas áreas de uma das áreas fundamentais deste curso e as suas áreas de investigação enquadram-se nas vertentes de geologia de engenharia, mecânica dos solos e rochas, fundações, geolecina ambientai, georecursos e novos materiais. Na zona envolvente da cidade da Covilhã encontram-se as infraestruturas do sistema de regació da Cova da Beira Jearagens, canais, túneis), dos mais antigos aproveitamentos hidroelétricos do País, estabilização de taludes ao longo de vias de comunicação, requalificação ambiental dos aterros e barragens de escombreiras de actêreis da indústria extrativa (selagem, estabilização e impermeabilização), entre outras.

O objetivo deste congresso consiste na promoção da Geotecnia Portuguesa nas Infraestruturas, cuja atividade foi intensa nos últimos anos. Perspectiva-se, assim, a possibilidade de divulgação dos avanços nas áreas de projeto, construção e ensino das várias atividades geotécnicas e sua internacionalização, pois, nos dias de hoje, uma parte importante das empresas e dos profisionais portugueses trabalham noutros mercados, espanhola. Convida-se assim toda a comunidade geotécnica nacional, bem como a dos pálses com quem a SPG tem ligações, nomeadamente Brasil, Espanha e PALOP, a participarem no 14CNG - GEOTECNIA NAS INFRAESTRUTURAS. A Comissão Organizadora



### TEMÁTICA

O Lema do 14CNG - GEOTECNIA NAS INFRAESTRUTURAS é subordinado aos temas ÁGUA, ENERGIA, TRANSPORTES E AMBENTE Portugal tem em curso um plano de construção de novos aproveitamentos hidroeléctricos e de fins múltiplos, bem como de novos sistemas de abastecimento de água para as populações e para regadio. Nestas infraestruturas hidráulicas a componente geotécnica é importante e muito diversificada. Na região da Beira Interior foram construídas infraestruturas hidráulicas de singular importância que poderão ser visitadas durante o congresso.

## Energia

A energia, essencial no desenvolvimento socioeconómico, apresenta-se como campo privilegiado de apricações do domínio da geotecnia. As escasas reseavas de energias fósseis e o seu elevado custo justificam esforços para uma melhor gestão energética e para o uso de energias renováveis, incluindo novas formas de armazenamento. As barragens, turbinas eólicas e suas fundações, os circuitos hidráulicos e as instalações geotermicas são exemplos de obras com uma importante componente geotercica.

### Transport

Tendo em conta que o desempenho das infraestruturas de transporte depende fortemente das propriedades dos geomateriais envolvidos na sua construção, o tema pretende focar-se na experiência comprovada e na inovação técnica de aspetos geotécnicos do projeto, construção, manutenção e durabilidade destas infraestruturas.

### Ambiente

Os aspetos ambientais a abordar são os relacionados com a reabilitação de locais contaminados, construção de operação de áreas para confinamento de residuos, reutilização de residuos em infraestruturas, melhoria e requairficação de solos. Serão também discutidas a exploração sustentável de georecursos, a implementação de sistemas de gestão ambiental, a avaliação do importe ambiental e de medidas mitigadoras em obras de engenhentar geotécnica.

## ORGANIZAÇÃO

O 14CNG será organizado por sessões plenárias com oradores convidados e sessões paralelas, com as comunicações aceites, agrupadas nos temas do congresso. Os resumos alargados das comunicações seráo publicados nas atas do Conoresso. sendo a sua versão infectral incluida

em suporte dígital. Durante as sessões do Congresso, decorrerá uma exposição técnica destinada à participação das empresas ou entidades interessadas mas temáticas do congresso. O programa social e a lista dos hotéis recomendados serão anunciados no segundo boletim. Encontro de Jovens Geotécnicos - informações na página do 14CNG (brevemente).

# DATAS IMPORTANTES

| Submissão de resumos                        | 02.set.2013  |
|---|--------------|
| Aceitação de resumos                        | 28.out.2013  |
| Emissão do 2.º Boletim                      | 06.dez.2013  |
| Envio de comunicações                       | 07.jan.2014  |
| Aceitação das comunicações                  | 25.fev.2014  |
| Envio da versão definitiva das comunicações | 22.mar.2014  |
| Emissão do 3.º Boletim                      | 29.mar.2014  |
| 14CNG                                       | 6-9.abr.2014 |
|   |              |

## COMUNICAÇÕES

## SUBMISSÃO DE RESUMOS

Utilizando a área reservada, na página web do Congresso, os autores podem submeter um resumo com o máximo de 450 palavras, até ao día 2 de setembro de 2013.

# SUBMISSÃO DE COMUNICAÇÕES

Após a aceitação do resumo, os autores devem submeter o resumo alargado e a correspondente comunicação, para processo de revisão pela Comissão Científica, através da área reservada a autores na página web do Congresso, até ao dia 7 de janeiro de 2014.

Nota: o acesso à área reservada de autores exige o registo on-line na página web do Congresso




• Sede

Lagoas Park - Edifício 2 2740-265 Porto Salvo - Portugal Tel.:[+351] 217 912 300 Fax: [+351] 217 941 120/21/26

• Angola

Alameda Manuel Van Dunen 316/320 - A Caixa Postal 2857 - Luanda Tet.:[+34] 915 550 903 Fax: [+34] 915 972 834 • Argélia Parc Miremont – Rua A, Nº136 - Bouzareah 16000 Alger TeL: [+213] 219 362 83 Fax: [+213] 219 365 66

• Brasil Rua Iguatemi, nº488 - 14º - Conj. 1401 CEP 01451 - 010 - Itaim Bibi - São Paulo Tel.: [+55] 112 144 5700 Fax: [+55] 112 144 5704 • Espanha Avenida Alberto Alcocer, n°24 – 7° C 28036 Madrid Tel.: (+34) 915 550 903 Fax: (+34) 915 972 834

 Moçambique Avenida Julyus Nyerere, 130 – R/C Maputo TeL:[+258] 214 914 01 Fax: [+258] 214 914 00

www.teixeiraduarte.pt

1. Mangaratiba RJ

2. Botafogo RJ

3. Copacabana, RJ





# Recorde Mundial: impacto de 20 toneladas métricas à 103km/h contido!

A nova barreira para queda de rochas modelo GBE 8000A estabeleceu novo recorde mundial em teste realizado em Outubro,2011 no campo de testes verticais em Wallenstadt na Suíça. Teste certificado realizado e resultados certificados obtidos de acordo com a norma do ETAG 027 :

- 8,000kj de energia de impacto
- 8.5 metros de deflexão da barreira
- 85% de altura residual da barreira

A barreira modelo GBE-8000A protege contra queda de grandes blocos de rocha que produzem altas cargas de energia cinética, são aplicáveis onde as barragens de retenção não são possíveis e excedem a capacidade de absorção da maioria das galerias de concreto.



Assista ou escaneie o filme
 do teste em:
 www.geobrugg.com/GBE-8000A



Geobrugg AG Geohazard Solutions Rua Visconde de Pirajá, 82 sl.606 Ipanema - Rio de Janeiro • 22410-003 Fone: +55 21 3624.1449 Cel: +55 21 9979.1288 info@geobrugg.com • www.geobrugg.com





dstgroup

# Onde a engenharia começa.

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

A tgeotecnia, apresenta-se no mercado nacional e espanhol com um vasto leque de soluções, dotada da mais avançada tecnologia e quadros competentes, indispensáveis à elaboração de estudos, projectos e obras geotécnicas. Actualmente, a tgeotecnia dedica-se a todo o tipo de trabalhos desde a prospecção geológico-geotécnica, desenvolvimento de projectos da especialidade até à execução de obras de estabilização de taludes, contenções, tratamento de terrenos e fundações especiais.

As obras realizadas e a satisfação de tantos clientes, bem como inúmeros projectos em crescimento, são a prova de que compensa fazer da inovação a alavanca do desenvolvimento.

tgeotecnia. Na génese da construção.

a dst group company

t + 351 253 307 285 geral@tgeotecnia.pt www.dstsgps.com

# Deutsche Technologie e um toque brasileiro.

15

Fundada há mais de 150 anos na Alemanha, a Huesker é hoje uma referência mundial em geossintéticos. Aqui no Brasil, adicionamos um toque bem brasileiro a toda a qualidade e tecnologia dos nossos produtos.

Proximidade, envolvimento e flexibilidade são os fatores que, nestes 15 anos, nos permitiram desenvolver soluções sob medida para cada caso e manter relações duradouras com nossos clientes.

Isso é a tecnologia alemã e o abraço brasileiro a seu serviço.

Fale com a Huesker: www.huesker.com.br huesker@huesker.com.br (12) 3903 9300



Tecnologia alemã, Deutsche Technologie, abraço brasileiro. brasilianische Umarmung.

### CONSULTORES DE ENGENHARIA E AMBIENTE









# **GEOLOGIA E GEOTECNIA**

Hidrogeologia • Geologia de Engenharia • Mecânica das Rochas • Mecânica de Solos Fundações e Estruturas de Suporte • Obras Subterrâneas • Obras de Aterro Estabilidade de Taludes • Geotecnia Ambiental • Cartografia Geotécnica



**Planeamento de Recursos Hídricos** 

- **Aproveitamentos Hidráulicos**
- Produção e Transporte de Energia Eléctrica

Sistemas de Abastecimento de Água e de Águas Residuais e Pluviais Agricultura e Desenvolvimento Rural

- Infra-estruturas Rodoviárias, Ferroviárias e Aeroportuárias
- Ambiente
- Estruturas Geotécnicas

Cartografia e Cadastro

- Controle de Segurança e Reabilitação de Obras
- Gestão e Fiscalização de Empreendimentos

### ORTUGAL EGIÃO CENTRO E SUL

Outubro 51) 210 125 000, (351) 217 925 000 51) 217 970 348 oba ot

2200

Marquês de Tomar, 9, 6° 0-152 LISBOA (351) 217 925 000 (351) 213 537 492

#### **REGIÃO NORTE**

erque, 744, 1º Mouzinho de Albuqu 0-203 MATOSINHOS (351) 229 380 421 (351) 229 373 648

#### ANGOLA

GOLA eta Farinha Leitão, edifício nº 27, 27-A - 2º Dia re do Maculusso, LUANDA Fax: (244) 222 338 513 ail: geral.coba-angolo@netcabo.co.ao

#### MOCAMBIQUE

Cardina Control Contro

#### ARGÉLIA

Rue des Frères Hoc ior - 16606, ARGEL (213) 21 922 802 (213) 21 922 802

#### BRASIL

Buenos Aires 68, 25° tro. Rio de Janeiro, RJ - CEP 20.070-022 (55 21) 3553 67 30 (55 21) 8366 00 06

Tavora 1701, Sala 403 CEP 60170 - 251

#### EMIRATOS ÁRABES UNIDOS

LLJ Business Center, Al Jazeera Sta PO Box 38360, Abu Dhabi – U.A.E 9711 2 4454672



# SOILS AND ROCKS PROBLEMS? WE HAVE THE SOLUTION





BRASIL Phone: 55 (11) 4525-5000 Fax: 55 (11) 4599-4275 maccaferri@maccaferri.com.br www.maccaferri.com.br PORTUGAL Phone: (351) 218 968 282 Fax: (351) 218 968 078 portugal@abianchini.pt www.abianchini.es

MACCAFERRI Engineering a better solution



www.cenor.pt



GEOLOGIA - GEOTECNIA - FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS





BARRAGENS DE ATERRO - OBRAS SUBTERRÂNEAS - ESTRUTURAS DE SUPORTE



### FUNDAÇÕES ESPECIAIS - TRATAMENTO DE TERRENOS - GEOMATERIAIS

## **CENOR** Consultores, S. A.

PORTUGAL | ANGOLA | ARGÉLIA | BRASIL | CABO VERDE | COLÔMBIA MALAWI | MARROCOS | MOÇAMBIQUE | TIMOR LESTE | VENEZUELA

Rua das Vigias, 2. Piso 1 | Parque das Nações | 1990-506 LISBOA . PORTUGAL T. +351.218 437 300 | F. +351.218 437 301 | E. cenor@cenor.pt



# **PROVA DE CARGA ESTÁTICA** Célula Expansiva Hidrodinâmica®

### DISPENSA SISTEMA DE REAÇÃO

- Ideal para qualquer capacidade de carga.
- Economia, segurança e rapidez na execução.
- Indicado para todos os tipos de fundação.
- Pioneira mundial em prova de carga estática bidirecional.

"Há 44 anos desenvolvendo nossas tecnologias, soluções inteligentes e criativas dentro da engenharia de solos."

#### REFORÇO DE FUNDAÇÕES MICROESTACA ARCOS<sup>\*</sup>:

- Ideal para reforço de fundações e cravação de estacas em locais de difícil acesso.
  Economia, segurança e rapidez na execução.

+55 31 3274.0155 | www.arcos.eng.br Belo Horizonte - MG - Brasil





2699-501 Bobadela LRS Tel. 21 995 80 00 Fax. 21 995 80 01 e.mail: mail@geocontrole.pt www.geocontrole.pt







# Engenharia Geotécnica



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

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

Escritório Angola Rua Alameda Van-Dúnem, n.º 265 R/c Luanda - NNGOLA Tel. 00 244 222 443 559 / Fax 00 244 222 448 843 Escritório do Porto Rua Eng. Ferreira Dias, nº 161 2º Andar 4100-247 Porto - PORTUGAL Tel. 00 351 22 616 74 60 / Fax 00 351 22 616 74 69

Escritório Barcelona Calle Comte d' Urgell, 204-208 6.º A 08036 Barcelona – ESPANHA Tel. 00 34 93 419 04 52 / Fax 00 34 93 419 04 16 Rampa dos Piornais, n.º 5 - Sala 1 9000-248 Funchal – PORTUGAL Tel. 00 351 291 22 10 33 / Fax 00351 291 22 10 34

Escritório da Madeira

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

www.tecnasolfge.com

### INSTRUÇÕES PARA APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS

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

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

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

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

A redacção dos trabalhos deverá respeitar os seguintes pontos:

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

Outras informações e esclarecimentos podem ser pedidos para: Secretariado da Sociedade Portuguesa de Geotecnia – SPG, a/c LNEC Av. Brasil, 101 1700-066 Lisboa – Portugal E-mail: spg@lnec.pt

- 3 Identificação de áreas suscetíveis a expansão urbana utilizando carta de fragilidade ambiental Maurício Polidoro, Jean Pereira de Azevedo do Carmo, Gustavo Ferreira de Souza, José Augusto de Lollo
- 17 Mapeamento de perigo de escorregamentos em encostas urbanas precárias brasileiras com a aplicação do método AHP Daniela Gírio Marchiori Faria, Oswaldo Augusto Filho
- 43 Aplicabilidade de cinzas de incineração de resíduo sólido urbano em camadas de base de pavimentos *Michéle Dal Toé Casagrande, Gino Omar Calderón Vizcarra, Laura Maria Goretti da Motta*
- 73 Um modelo discreto de partículas 2D para simulação da fratura em rocha: formulação e calibração *Nuno Monteiro Azevedo, Fátima Gouveia*

### **NOTAS TÉCNICAS**

- 105 Avaliação da erodibilidade de solos residuais pertencentes à bacia do Rio Una Cláudia F. Escobar de Paiva, Íria Fernandes Vendrame
- 117 Contaminação do lençol freático por derivados de hidrocarbonetos: uma análise sobre um vazamento ocorrido em Belém/PA *Gustavo Nogueira Dias, Helen do Socorro Rodrigues Dias, Keila Cristine Souza Braga, Luis Augusto Ruffeil*
- 129 Considerações sobre um modelo de equilíbrio limite de energias de deformação para diáclases Manuel J. A. Leal Gomes, Carlos A. J. V. Dinis da Gama, Amândio Teixeira Pinto