



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica





## N.º 142 – marco/marzo/march 2018

EDITOR

António Gomes Correia, UMinho, Portugal

EDITOR ASSOCIADO / EDITOR ASOCIADO / ASSOCIATE EDITOR

Alberto Sayão, PUC-Rio, Brasil

Fernando Pardo de Santayana, CEDEX, España

COMISSÃO EXECUTIVA / COMISIÓN EJECUTIVA / EXECUTIVE BOARD

Ana Cristina Sieira, UERJ, Brasil Nuno Guerra, UNL, Portugal

César Sagaseta, U. Cantabria, España Paulo Cesar Maia, UENF, Brasil

José Estaire, CEDEX, España Paulo Pinto, FCTUC, Portugal

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

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

"Geotecnia" was published for the first time in June 1971. Its founder was Úlpio Nascimento and its first Editor was José Folque. Since that date it has been continuously published. From March 2007 it became published jointly by the Geotechnical Societies of Portugal and Brazil: SPG, ABMS and ABGE. From January 2011 it was published by SPG and ABMS and, since June 2014 it is published by the Geotechnical Societies of Portugal, Brazil and Spain: SPG, ABMS and SEMSIG.

# COMISSÃO EDITORIAL/COMISIÓN EDITORIAL/EDITORIAL BOARD 2017-2018

André P. Assis, U. Brasília, Brasil Antonio Gens Solé, U P. Cataluña, Barcelona, España António Silva Cardoso, FEUP, Porto, Portugal Antonio Soriano Peña, U. P. Madrid, España António Viana da Fonseca, FEUP, Portugal Claudio Olalla Marañón, U P. Madrid, España Carlos Oteo Mazo, U. Coruña, España César Sagaseta Millán, U. Cantabria, Santander, España Daniel Dias, U. Grenoble, França Eduardo Alonso Pérez de Ágreda, U. P. Cataluña, Barcelona, España Ennio Palmeira, U. Brasília, Brasil Emanuel Maranha das Neves, IST, Lisboa, Portugal Fernando Danziger, COPPE, U. F. Rio de Janeiro, Brasil Fernando Marinho, U. São Paulo, São Paulo, Brasil Fernando Schnaid, U. F. Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil

Helder I. Chaminé, ISEP, P. Porto; GeoBioTec, U. Aveiro, Portugal Jorge Zornberg, U. Texas, Austin, EUA José Luis de Justo Alpañés, U. Sevilla, España José Vieira de Lemos, LNEC, Lisboa, Portugal Leandro Alejano Monge, U. Vigo, España Manuel Pastor Pérez, U. P. de Madrid, España Manuel Romana Ruiz, U. P. Valencia, España Márcio S. Almeida, COPPE, U. F. Rio de Janeiro, Brasil Nilo Consoli, U. F. Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil Paulo da Venda Oliveira, FCT, U. Coimbra, Portugal Pedro Alves Costa, FEUP, Porto, Portugal Ricardo Oliveira, COBA/LNEC/U. Nova Lisboa, Portugal Tácio M.P. Campos, PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil Tarcísio B. Celestino, U. São Paulo, São Carlos, Brasil Willy A. Lacerda, COPPE, U. F. Rio de Janeiro, Brasil

#### SPG G

A/c LNEC Av. do Brasil, 101 1700-066 Lisboa, Portugal Tel.: (+351) 21 844 3859 Fax: (+351) 21 844 3021 E-mail: spg@lnec.pt http://www.spgeotecnia.pt

# ABMS ABMS

Av. Queiroz Filho, 1700 - Torre A, Sala 106 05319-000 São Paulo, SP, Brasil Tel.: (+55 11) 3833 0023 E-mail: abms@abms.com.br http://www.abms.com.br

# SEMSIG

\*\*\* CEDEX, Laboratorio de Geotecnia C/Alfonso XII 3 28014 Madrid, España Tel.: (+34) 91 335 7500 Fax: (+34) 91 335 7322 E-mail: info@semsig.org http://www.semsig.org

Publicação quadrimestral / Publicación cuadrimestral / Triannual publication

Distribuição gratuita aos membros da SPG, da ABMS e da SEMSIG. Distribuição gratuita a los miembros de la SPG, de la ABMS y de la SEMSIG. Execução gráfica: Impressão na Cor Comum em Portugal. Ejecución gráfica: Impresa por Cor Comum en Portugal. ISSN 0379-9522 - Depósito Legal em Portugal: 214545/04

# ÍNDICE *Contents*

**142** março marzo marzo march 2018

- 3 Agradecimento Agradecimiento Acknowledgment
- 7 Microzonamento de suscetibilidade à liquefação: caso de estudo no vale inferior do Tejo *Microzonation of the liquefaction susceptibility: case study in the lower Tagus valley*

Ana Sofia Saldanha António Viana da Fonseca Cristiana Ferreira

- 35 Modelo constitutivo MCC Hiperplástico com dano acoplado aplicado a solos estruturados MCC Hyperplastic constitutive model with coupled damage applied to structured soils
- 63 Uso de parâmetros geotécnicos como indicadores da erodibilidade de solos Use of geotechnical parameters as indicators of soil's erodibility

Rogério Francisco Küster Puppi Mildred Ballin Hecke Celso Romanel

Felipe Ferreira Oliveira Rodrigo da Cruz de Araujo

A qualidade dos artigos da Revista Geotecnia muito deve à dedicação e ao nível científico dos seus Revisores que, graciosamente, disponibilizam o seu tempo e o seu conhecimento. Em nome da Direcção da Revista Geotecnia para o quadriénio 2016-2020, os Editores manifestam o seu público agradecimento aos colegas que, como Revisores, colaboraram com a Revista durante os anos de 2016 e 2017.

La calidad de los artículos de la Revista Geotecnia le debe mucho a la dedicación y al nivel científico de sus Revisores, quienes ofrecen amablemente su tiempo y sus conocimientos. En nombre de la Dirección de la Revista Geotecnia en el cuadrienio 2016-2020, los Editores manifiestan su público agradecimiento a los colegas que, como Revisores, han colaborado con la Revista durante los años 2016 y 2017.

The quality of the articles published in Geotecnia journal owes much to the dedication and scientific level of its Reviewers, who freely offer their time and knowledge. On behalf of the Board of Geotecnia journal for 2016-2020, the Editors acknowledge those who have collaborated with the journal during 2016 and 2017.

#### 2016

Ana Cristina Castro Fontenla Sieira, Brasil António Topa Gomes, Portugal Bernadete Ragoni Danziger, Brasil Carlos Medeiros Silva, Brasil Celso Romanel, Brasil Edgar Odebrecht, Brasil Eduardo Manuel Cabrita Fortunato, Portugal Francisco Lopes, Brasil Francisco Salgado, Portugal Jorge Manuel Cabral Machado Carvalho, Portugal Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa, Portugal José A Ortigão, Brasil José Carlos Grazina, Portugal José Couto Marques, Portugal José Leitão Borges, Portugal José Neves, Portugal Laura Caldeira, Portugal Leonardo Becker, Brasil Madalena da Conceição Pereira Barroso, Portugal Mafalda Lopes Laranjo, Portugal Márcio Almeida, Brasil Marcos Massao Futai, Brasil Marcus P. Pacheco, Brasil Maria Cristina Vila, Portugal Mariana Carvalho, Portugal Michéle Dal Toé Casagrande, Brasil

Oswaldo Augusto Filho, Brasil Paulo Albuquerque, Brasil Paulo Alexandre Lopes de Figueiredo Coelho, Portugal Paulo César de Almeida Maia, Brasil Paulo da Venda Oliveira, Portugal Paulo Henrique Dias, Brasil Pedro Calé da Cunha Lamas, Portugal Pedro Guedes de Melo, Portugal Pedro Sêco Pinto, Portugal Renato P. Cunha, Brasil Tácio M. Campos, Brasil

#### 2017

Alexandre Gusmão, Brasil André Lima, Brasil António José Pereira Mendes Roque, Portugal António Pedro, Portugal António Topa Gomes, Portugal Argimiro Alvarez Ferreira, Brasil Bernadete Ragoni Danziger, Brasil Carlos Medeiros Silva, Brasil Celeste Jorge, Portugal Celso Romanel, Brasil Cláudio Fernando Mahler, Brasil Claudio Olalla Marañón, España Cristina de Santiago Buey, España David Taborda, Portugal Edgar Odebrecht, Brasil Eduardo Manuel Cabrita Fortunato, Portugal Elisabete Costa, Portugal Emanuel Leandro Maranha das Neves, Portugal Ennio Marques Palmeira, Brasil Eurípedes do Amaral Vargas Junior, Brasil Fernando Saboya Albuquerque Junior, Brasil Francisco Salgado, Portugal Gonçalo Mendes Diniz Vieira, Portugal Ian Schumann Marques Martins, Brasil Isabel Maria Baptista Moitinho de Almeida, Portugal Isabel Reig Ramos, España Joana Carreto, Portugal João Candeias Portugal, Portugal João Manuel Marcelino Mateus da Silva, Portugal João Paulo Bilé Serra, Portugal Jorge Castro Gonzalez, España Jorge Manuel Cabral Machado Carvalho, Portugal Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa, Portugal José Carlos Grazina, Portugal José Couto Marques, Portugal

José Leitão Borges, Portugal José Muralha, Portugal José Neves, Portugal Katia Vanessa Bicalho, Brasil Laura Caldeira, Portugal Leonardo Becker, Brasil Luís Leal Lemos, Portugal Marcus P. Pacheco, Brasil Margarida Pinho Lopes, Portugal Maria da Graça Dias Alfaro Lopes, Portugal Maria de Lurdes Costa Lopes, Portugal Mariana Carvalho, Portugal Marília Martins Pereira, Portugal Maurício Sales, Brasil Michel da Cunha Tassi, Brasil Michéle Dal Toé Casagrande, Brasil Nuno Cruz, Portugal Nuno Feodor Grossmann, Portugal Paulo Albuquerque, Brasil Paulo Alexandre Lopes de Figueiredo Coelho, Portugal Paulo César de Almeida Maia, Brasil Paulo da Venda Oliveira, Portugal Paulo Henrique Dias, Brasil Pedro Guedes de Melo, Portugal Pedro Miguel Barbosa Alves Costa, Portugal Rafaela Cardoso, Portugal Renato P. Cunha, Brasil Ricardo Neves Correia dos Santos, Portugal Rômulo Castello Henriques Ribeiro, Brasil Tiago Miranda, Portugal Uberescilas Polido, Brasil Waldemar Hachich, Brasil Willy Alvarenga Lacerda, Brasil

# MICROZONAMENTO DE SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO: CASO DE ESTUDO NO VALE INFERIOR DO TEJO

Microzonation of the liquefaction susceptibility: case study in the Lower Tagus Valley

Ana Sofia Saldanha\* António Viana da Fonseca\*\* Cristiana Ferreira\*\*\*

**RESUMO** – Este trabalho enquadra-se no projeto europeu de investigação LIQUEFACT, do qual a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto é parceira e associada. Durante a realização deste trabalho, foi recolhida uma vasta informação geológico-geotécnica existente, de modo a constituir uma base de dados sólida para a escolha de um sítio-piloto, para realização de ensaios *in situ* complementares, com vista à elaboração de um microzonamento de suscetibilidade à liquefação. A análise dessa informação geotécnica (sobretudo SPT, CPT e CH) incluiu a avaliação de índices de risco de liquefação, nomeadamente o Fator de Segurança à liquefação (FSliq), Índice Potencial de Liquefação (LPI) e Número de Severidade de Liquefação (LSN), tendo-se escolhido um sítio piloto na zona da Lezíria Grande de Vila Franca de Xira. A campanha experimental envolveu ensaios SPT, CPTu, SDMT, diversos métodos geofísicos e ainda a recolha de amostras de alta qualidade para caracterização laboratorial. O tratamento dos resultados destes ensaios foi subdividido em três tipos de análises, em termos de Índices de Risco, da classificação de acordo com V<sub>S30</sub>, e ainda baseada nos assentamentos e deslocamentos laterais esperados. Destas análises, foi possível estabelecer e propor um microzonamento preliminar de suscetibilidade à liquefação induzida por sismos.

**SYNOPSIS** – This work is part of the European research project LIQUEFACT, of which the Faculty of Civil Engineering of the University of Porto (FEUP) is an associate partner. During this research, a vast amount of existing geological and geotechnical reports were collected for the creation of a solid database for selection of a pilot site, for supplementary in situ tests, towards a liquefaction susceptibility microzonation. The analysis of this geotechnical information (mainly SPT, CPT and CH) included the assessment of liquefaction risk indexes, namely the Liquefaction Safety Factor (FSliq), the Liquefaction Potential Index (LPI) and Liquefaction Severity Number (LSN), from which a pilot site involved SPT, CPTu, SDMT, various geophysical methods and the collection of high quality samples for subsequent laboratory characterization. Data treatment of these test results was subdivided into three types of analyses, namely Risk Indexes, classification according to Vs30, and expected settlements and lateral displacements. From this work, it was possible to establish and propose a preliminary earthquake-induced liquefaction susceptibility microzonation.

Palavras Chave - Suscetibilidade à Liquefação, Liquefação sísmica, Microzonamento, Baixo Vale do Tejo

Keywords - Liquefaction susceptibility, Seismic liquefaction, Microzonation, Lower Tagus Valley

<sup>\*</sup> Mestre em Engenharia Civil, Bolseira de Investigação, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, E-mail: asaldanha@fe.up.pt.

<sup>\*\*</sup> Professor Associado com Agregação, CONSTRUCT-GEO, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, orcid.org/0000-0002-9896-1410, E-mail: viana@fe.up.pt

<sup>\*\*\*</sup> Bolseira Pós-Doutoramento e Prof.<sup>a</sup> Auxiliar Convidada CONSTRUCT-GEO, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, orcid.org/0000-0001-5998-6220, E-mail: cristiana@fe.up.pt

#### 1 – INTRODUÇÃO

A história regista, ao longo dos séculos, casos de rotura catastrófica de macicos fundamentalmente arenosos, com consideráveis prejuízos económicos, perdas de vida humanas e danos no ambiente, causados por desastres de liquefação dos solos, geralmente conhecidos como EILDs (Earthquake Induced Liquefaction Disasters) (Liquefact.eu, 2016). Com o objetivo de mitigar os danos provocados pela liguefação, a engenharia civil e, mais especificamente, a geotecnia tem procurado estudar este processo físico, principalmente nas proximidades de zonas povoadas e/ou de servicos que garantem a resiliência das comunidades nas zonas afetadas, como hospitais, quartéis de bombeiros e outros edifícios de serviços públicos. Para o estudo da resiliência das zonas afetadas pelos sismos é fundamental ter uma especial atenção às lifelines (estruturas e infraestruturas de apoio às populações, desde estradas a redes de abastecimento de água, esgotos, eletricidade, gás, comunicações), devido, segundo Pitilakis et al. (2013), a três importantes características: (a) grande variabilidade a nível espacial, topológico e de exposição a diferentes tipos de perigos geológicos e geotécnicos; (b) grande variabilidade de tipologia e materiais usados; e (c) especificidade das funções requeridas. É ainda de destacar que a sua reparação, na maioria dos casos, tem um custo de 10% ou 15% do seu custo de construção. No sismo de 2010, em Christchurch, com uma magnitude de 7.1, seguido do sismo de 2011 com magnitude de 6.3, ocorreram grandes assentamentos e deslizamentos, devido essencialmente à liquefação, provocando danos severos nas redes de distribuição de água e de eletricidade e na rede de estradas, tornando grande parte delas inoperáveis (O'Rourke et al., 2012), ao contrário das condutas de distribuição de gás que se mantiveram em bom funcionamento.

A liquefação sísmica é um processo induzido pela ação de forças externas cíclicas associadas à ocorrência de um sismo que conduz à anulação da tensão efetiva e, consequentemente, à diminuição da resistência efetiva e da rigidez dos solos. Este processo ocorre essencialmente em depósitos (aluvionares, coluvionares e raramente eluvionares) suscetíveis, de material granular solto e saturado, que submetidos a tensões de corte, apresentam comportamento contrátil, isto é, têm tendência para diminuição de volume. Como os poros do solo saturado se encontram completamente preenchidos com água e o tempo necessário de drenagem é comparativamente maior do que o tempo de aplicação do carregamento durante a ação sísmica, esta tendência de comportamento contrátil, ou seja, de redução de volume na condição de carregamento não drenado, corresponde a um aumento acentuado do valor da pressão neutra ou de água nos poros.

O principal objetivo deste trabalho consiste num microzonamento preliminar da zona de estudo piloto quanto à suscetibilidade à liquefação. Este objetivo foi conseguido, numa primeira fase, através da recolha e análise de relatórios geológico-geotécnicos existentes, de modo a coletar informação suficiente para construir um modelo geológico-geotécnico, assim como para definir a localização mais adequada para o futuro campo experimental. A análise dos dados recolhidos foi feita utilizando os métodos mais recentes para avaliação da suscetibilidade à liquefação, baseados não só na abordagem simplificada, através do Fator de Segurança à liquefação (FS<sub>liq</sub>), mas também em índices quantitativos de risco de liquefação, incluindo o Índice Potencial de Liquefação (LPI) e o Número de Severidade de Liquefação (LSN). Estes índices permitem uma avaliação preliminar dos efeitos de danos da liquefação superficial, baseando-se em assentamentos por reconsolidação pós-liquefação. Definido o campo experimental, designado como sítio piloto, foi possível a realização de uma vasta campanha de ensaios geotécnicos e geofísicos *in situ*, cuja análise dos resultados obtidos permitiu completar e detalhar o microzonamento inicial, e ainda comparar o desempenho dos diversos ensaios relativamente à avaliação da suscetibilidade à liquefação.

## 2 – ESCOLHA DO SÍTIO PILOTO

#### 2.1 - Sismicidade e liquefação histórica

A "sismicidade histórica", segundo Teves Costa (2005), refere-se à sismicidade observada antes da existência de registos instrumentais. Em alguns locais, eram relatados todos os sismos sentidos, mesmo que de pequenas amplitudes, enquanto em outros apenas se encontram registos de sismos de grande magnitude, que causaram o pânico nas populações, como os registos históricos relatados no trabalho de Jorge (1993). No Quadro 1 são apresentados alguns exemplos de sismos e respetiva informação.

Sismicidade	Estrutura ativa	Magnitude Máxima Observada	Magnitude Máxima Expectável	Período de Retorno (anos)	Distância a Lisboa (km)
	Goringe	ML=7,5 (1969)	ML > 8,1	$> 2x10^2$	350
Interplacas	Zona de subducção Oeste-Ibérica	ML=7,2 (1858)	ML > 7,5	> 10 <sup>2</sup>	>120
	Rotura no Goringe e zona de subducção Oeste-Ibérica	ML=8,5-9 (1755)	ML > 8,5-9	> 10 <sup>3</sup>	>120
Internals and	Vale Inferior do Tejo	ML=6,7 (1909)	ML > 7,2	> 3,5x10 <sup>2</sup>	5-40
intraplacas	Gargalo do Tejo	ML=3 (1531)	ML > 6,5	> 10 <sup>4</sup>	1

Quadro 1 - Fontes sismogenéticas da região de Lisboa (Ribeiro, 1998)

Com base na sismicidade histórica, Cabral et al. (2011) descreveram a zona inferior do vale do rio Tejo como uma área que tem sido gravemente afetada, ao longo da história, por diversos sismos que causaram grandes danos e fatalidades. A sismicidade da zona compreende vários eventos, distantes no tempo entre si, como o de 1755, com uma magnitude superior a 8,5, gerado na zona fronteiriça da placa *Eurasia-Nubia*, e os terramotos locais intraplacas com magnitudes compreendidas entre 6 a 7, como sejam os terramotos de 1344, 1531, 1769 e 1909. Os vários relatos de ocorrência de liquefação, associados a esses eventos sísmicos, encontram-se sistematizados no trabalho de Jorge (1993), e a respetiva representação consta no mapa da Fig. 1.

Jorge (1993) pesquisou e reuniu esta informação de liquefação histórica com a localização relativa dos depósitos holocénicos arenosos, tendo depois sobreposto os mapas de oportunidade de liquefação, para obter um zonamento do potencial de liquefação, do qual se apresenta um excerto na Fig. 2. Com base nesse zonamento e atendendo às zonas nele definidas como mais suscetíveis, foi feita a recolha e compilação de relatórios geológicos e geotécnicos existentes nessas zonas críticas, para caracterizar os solos e identificar os depósitos arenosos potencialmente sensíveis a este processo.

Tendo em conta toda a análise descritiva dos mapas geológicos, foi necessário aprofundar a pesquisa, tendo-se consultado diversos grupos de interesse das zonas mais suscetíveis, incluindo municípios, outras entidades públicas e empresas privadas. Procurou-se recolher o maior número de informação para a base de dados que, para além de sustentar a escolha de um sítio piloto, forneceria também informação suficiente para o microzonamento de risco de liquefação induzida por sismos. Foi possível obter um grande número de relatórios de prospeção geológica e geotécnica, que permitiram construir um mapa de dados existentes com 273 pontos no total, na sua maioria sondagens com ensaios de penetração dinâmica (SPT), mas também ensaios de cone ou piezocone penetrómetro (CPT ou CPTu) e ensaios sísmicos entre furos, do tipo *cross-hole* (CH).



Fig. 1 – Mapa com a localização de fenómenos de liquefação associados a sismos históricos (Jorge, 1993)



Fig. 2 – Excerto do mapa de zonamento do potencial de liquefação, zona centro-sul (Jorge, 1993)

O Quadro 2 contém um resumo do tipo e número de ensaios de campo recolhidos na pesquisa bibliográfica e respetiva percentagem em relação ao total de ensaios existentes nos relatórios consultados.

Tipo de ensaio	Número de ensaios	Percentagem (%)	Símbolo de georreferenciação
SPT	229	84	$\mathbf{\delta}$
CPT ou CPTu	29	11	$\bigcirc$
Cross-hole	15	5	0

Quadro 2 - Quadro resumo dos ensaios nos relatórios recolhidos

A análise destes dados foi efetuada de acordo com o tipo de ensaio, utilizando os métodos mais recentes para avaliação da suscetibilidade à liquefação. Esta análise baseou-se não apenas na abordagem simplificada através do cálculo do Fator de Segurança à liquefação (FS<sub>liq</sub>), mas também em índices quantitativos de risco de liquefação, incluindo o Índice Potencial de Liquefação (LPI) e o Número de Severidade de Liquefação (LSN), com recurso a folhas de cálculo em Excel, complementado por um programa de análise de dados CPT/CPTu, designado por CLiq<sup>®</sup>. Atendendo ao objetivo de microzonamento, toda a informação foi devidamente georreferenciada, tendo-se numa primeira fase optado pelo Google Earth<sup>®</sup>.

É de relevar que, no contexto desta investigação, a avaliação da suscetibilidade à liquefação induzida por sismos de um determinado local inclui não só a avaliação do potencial de liquefação do solo (através dos critérios geológicos, granulométrico, de estado, entre outros), mas também a avaliação do potencial de início de liquefação ou *liquefaction triggering* associado a uma determinada ação sísmica (correspondendo à determinação de um fator de segurança ou de uma probabilidade de liquefação).

#### 2.2 - Avaliação da suscetibilidade à liquefação

#### 2.2.1 – Abordagem simplificada através do Fator de Segurança à liquefação

A avaliação da suscetibilidade à liquefação pode ser feita segundo diversas abordagens, sendo mais comum a "abordagem simplificada", originalmente proposta por Seed e Idriss (1967), também adotada no Eurocódigo 8. Segundo esta metodologia, o fator de segurança relativo à suscetibilidade à liquefação, FS<sub>liq</sub>, é calculado pelo rácio entre a razão de resistência cíclica, CRR (*Cyclic Resistance Ratio*) e a razão de tensões cíclicas CSR (*Cyclic Stress Ratio*), segundo a equação:

$$FS_{liq} = \frac{CRR}{CSR} \tag{1}$$

Neste trabalho, assume-se que para valores de  $FS_{liq}$  inferiores a 1, o solo é suscetível à liquefação. Porém, o Eurocódigo 8 define a suscetibilidade do solo para um fator de segurança mais alto, de 1,25, sendo por isso ligeiramente mais conservativo.

O cálculo do CSR é relativamente direto e depende essencialmente da ação sísmica de projeto, traduzida pela aceleração máxima do solo  $a_{max}$  e definida de acordo com o local. A equação proposta por Seed e Idriss (1967), que se mantém atual, tem a seguinte expressão:

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0,65 \cdot \frac{a_{\max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d$$
(2)

onde g é a aceleração gravitacional,  $a_{máx}$  é a aceleração máxima local do solo à superfície e  $\sigma_{v0}$  e  $\sigma'_{v0}$  são as tensões verticais total e efetiva de repouso à profundidade considerada. O coeficiente r<sub>d</sub>, presente na equação anterior, é um coeficiente de redução da tensão da corte, que reflete a resposta dinâmica do solo em profundidade e pode ser estimado pelas seguintes equações (Liao and Whitman, 1986; Youd et al., 2001):

$$r_d = 1,0 - 0,00765 \cdot z$$
 para  $z < 9,15$  m (3)

$$r_d = 1,174 - 0,0267 \cdot z$$
 para 9,15 m < z ≤ 23 m (4)

onde z é a profundidade em metros, aplicável até 23 metros.

A definição da ação sísmica de projeto, nomeadamente a aceleração máxima e magnitude de referência, foi feita de acordo com o Eurocódigo 8 (IPQ, 2010), sendo que para a região do Vale Inferior do Tejo, nos concelhos de Vila Franca de Xira e Benavente, estão prescritos os valores resumidos no Quadro 3.

	Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2
Zona sísmica	1.4	2.3
$M_{\rm w}$	7,5	5,2
$a_{gR} (m/s^2)$	1,0	1,7
γι	1	1
ag	1,00	1,70
Tipo de solo	D	D
Smax	2,00	2,00
S	2,00	1,77
$a_{máx} (m/s^2)$	2,00	3,00
a <sub>máx</sub> (g)	0,20	0,31

Quadro 3 - Informação sísmica sobre os concelhos de Vila Franca de Xira e Benavente

Por seu turno, a capacidade resistente do solo à liquefação pode ser avaliada através da razão de resistência cíclica CRR. A estimativa do CRR reveste-se de uma muito maior complexidade, por depender diretamente do método de ensaio de campo ou de laboratório utilizado no seu cálculo, nomeadamente através de SPT, de CPT e de ensaios geofísicos com medição da velocidade das ondas de corte, V<sub>s</sub>, como se detalha a seguir.

#### 2.2.1.1 – Avaliação baseada em ensaios SPT

Uma das propostas mais recentes é de Boulanger e Idriss (2014), que considera o cálculo do CRR (*Cyclic Resistance Ratio*) a partir de valores normalizados do número de pancadas do SPT, N<sub>60</sub>. Um aspeto importante, introduzido por estes autores na análise da suscetibilidade à liquefação, prende-se com a percentagem de finos que um solo contém e a forma como esta percentagem pode influenciar o seu comportamento quando sujeito a ações sísmicas. Assim, a normalização dos resultados do ensaio SPT inclui, para além da correção exigida devido à perda de energia transmitida em profundidade, uma correção relativa à percentagem de finos (FC, *fines content*) para a obtenção de N<sub>60</sub> corrigido "equivalente", ( $N_1$ )<sub>60cs</sub>. A expressão de cálculo do CRR é a seguinte:

$$CRR_{7,5} = \exp\left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14,1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23,6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25,4}\right)^4 - 2,8\right)$$
(5)

onde  $(N_1)_{60cs}$  é a resistência à penetração do ensaio SPT, N<sub>60</sub>, normalizada e ajustada a uma areia limpa equivalente (isto é, com uma percentagem de finos igual ou inferior a 5%) e pode ser calculado da seguinte forma:

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \tag{6}$$

 $(N_1)_{60}$  corresponde ao valor normalizado do  $N_{SPT}$  e  $\Delta(N_1)_{60}$  é um valor corrigido relativo à percentagem de finos. O cálculo de  $(N_1)_{60}$  é feito da forma clássica (Liao e Whitman, 1986; Idriss e Boulanger, 2010), atendendo às correções do estado de tensão de repouso e do comprimento das varas, enquanto que o valor de  $\Delta(N_1)_{60}$  pode ser obtido pela seguinte expressão:

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp\left(1,63 + \frac{9,7}{FC + 0,01} - \left(\frac{15,7}{FC + 0,01}\right)^2\right)$$
(7)

A introdução da percentagem de finos nesta abordagem pretende refletir a sua importância na suscetibilidade de liquefação, sendo que os valores de  $\Delta(N_1)_{60}$  variam entre 0 para FC igual a 0%, crescendo rapidamente para o valor máximo de 5, para FC superiores a 25%. Uma das limitações desta correção prende-se com a estimativa rigorosa da percentagem de finos a partir da descrição litológica do ensaio, na ausência de análises granulométricas desses solos.

Atendendo a que a magnitude de referência do sismo,  $M_w$ , de acordo com o Eurocódigo 8, no Anexo Nacional, é de 7,5, é necessário ajustar o valor de CRR para diferentes magnitudes, multiplicando-se o valor de CRR<sub>7,5</sub> pelos fatores de escala de magnitude *MSF* (*Magnitude Scaling Factor*) e do estado de tensão  $K_{\sigma}$ , com as seguintes expressões (Idriss and Boulanger, 2008):

$$CRR_{M} = CRR_{7.5} \cdot MSF \cdot K_{\sigma} \tag{8}$$

onde

$$MSF = 6.9 \exp\left(-\frac{M_w}{4}\right) - 0.058 \le 1.8 \text{ , para areias}$$
(9)

$$MSF = 1,12 \exp\left(-\frac{M_w}{4}\right) + 0,828 \le 1,13$$
, para argilas (10)

No cálculo do MSF, a distinção entre areias e argilas foi feita com base na percentagem de finos, tendo-se considerado a expressão (9) para solos até 50% de finos e a expressão (10) para FC superior a 50%. O fator de escala do estado de tensão  $K_{\sigma}$  depende não apenas do estado de tensão em profundidade, mas também do valor da resistência à penetração normalizada equivalente,  $(N_1)_{60es}$ :

$$K_{\sigma} = 1 - C_{\sigma} \cdot \ln\left(\frac{\sigma'_{\nu}}{p_{a}}\right) \le 1, 1, \text{ com } C_{\sigma} = \frac{1}{18,9 - 2,55\sqrt{(N_{1})_{60cs}}} \le 0,3$$
(11)

#### 2.2.1.2 – Avaliação baseada em ensaios CPTu

Para a análise dos ensaios CPTu, foi seguido um processo análogo, isto é, o CRR foi calculado a partir dos resultados de resistência do ensaio. Neste caso, atendendo à densidade computacional dos cálculos envolvidos, optou-se pelo uso de um *software* específico, designadamente o CLiq® (version v.2.0.6.92, GeoLogismiki, 2017). A utilização deste programa, cuidadosamente validada com cálculos paralelos em folhas de cálculo, proporcionou uma maior celeridade na análise e permitiu efectuar análises expeditas e comparativas da suscetibilidade à liquefação com base nos ensaios CPTu segundo abordagens distintas, entre elas as propostas por Robertson (2009) e por Boulanger e Idriss (2014). Neste trabalho, serão apenas apresentados resultados obtidos segundo Robertson (2009), desenvolvida a partir do método de Robertson e Wride (1998), cuja formulação se baseia num valor da resistência de ponta normalizada do ensaio CPTu, como se resume abaixo:

$$CRR_{7,5} = 93 \cdot \left(\frac{Q_{m,cs}}{1000}\right)^3 + 0.08$$
, se  $50 \le Q_{m,cs} \le 160$  (12)

$$CRR_{7,5} = 0.833 \cdot \frac{Q_{tn,cs}}{1000} + 0.05$$
, se  $Q_{tn,cs} < 50$  (13)

sendo  $Q_{in,cs}$  o valor da resistência de ponta do cone normalizado e equivalente a uma areia limpa, estimado pela seguinte expressão:

$$Q_{tn,cs} = K_c \cdot Q_{tn} \tag{14}$$

onde  $K_c$  é um fator corretivo, função das características de comportamento do solo, combinando a influência da percentagem de finos e da plasticidade. Q<sub>tn</sub> é a resistência à penetração normalizada do CPT (adimensional), calculado segundo a proposta clássica de Robertson e Wride (1998). O procedimento associado ao tratamento dos resultados dos ensaios CPTu para a avaliação da suscetibilidade à liquefação é extenso e encontra-se detalhado em Robertson (2009; 2015) e em Saldanha (2017).

#### 2.2.1.3 – Análise baseada nas velocidades de propagação das ondas de corte, V<sub>s</sub>

Andrus e Stokoe (2000) e Andrus et al. (2003) desenvolveram uma metodologia para avaliação da resistência à liquefação que se baseia nos valores normalizados da velocidade de propagação das ondas de corte. À semelhança dos outros métodos, este requer a determinação dos dois parâmetros de ação-reação: o primeiro correspondente ao nível de carga cíclica a que o solo é sujeito durante a solicitação sísmica, expressa pela razão de tensões cíclicas (CSR); e um segundo, relativo à resistência do solo à liquefação, expressa pela razão de resistência cíclica (CRR), que neste caso é função da rigidez do solo para muito baixas deformações, sendo que tem uma relação direta com a velocidade de onda de corte normalizada do estado de tensão efetivo presente ( $V_{S1}$ ).

A normalização da velocidade de onda de corte em relação às tensões efetivas *in situ*, à semelhança dos valores normalizados inferidos de outros ensaios *in situ* como o SPT, CPT e DMT, pode fazer-se segundo Andrus e Stokoe (2000) e Andrus et al. (2003) da seguinte forma:

$$V_{S1} = V_S \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{\nu 0}}\right)^{0.25}$$
(15)

onde  $V_{\rm S}$  é a velocidade da onda de corte,  $p_{\rm a}$  é a pressão atmosférica (=100 kPa) e  $\sigma'_{v0}$  é a tensão vertical efetiva de repouso (nas mesmas unidades de p<sub>a</sub>).

A razão de resistência cíclica (CRR) pode ser considerada como o valor limite que separa os estados definidos por um determinado valor de  $V_{s1}$  em que há suscetibilidade à liquefação, dos estados onde tal não se verifica. A base de dados relativa aos casos históricos refere-se a solos não cimentados do Holocénico, para profundidades médias inferiores a 10 m, com níveis freáticos a profundidades entre 0,5 m e 6 m, e medições de  $V_s$  realizadas abaixo do nível freático. As curvas CRR- $V_{s1}$  foram definidos com base na seguinte expressão:

$$CRR = \left[0,022 \cdot \left(\frac{K_{a1}V_{S1}}{100}\right)^2 + 2,8 \cdot \left(\frac{1}{V_{S1}^* - K_{a1}V_{S1}} - \frac{1}{V_{S1}^*}\right)\right] \cdot K_{a2}$$
(16)

onde  $K_{a1}$  e  $K_{a2}$  são fatores que corrigem o efeito da idade em  $V_s$  e CRR, respetivamente, e iguais à unidade no caso de solos não cimentados recentes (Holocénico).  $V_{S1}^*$  é o limite superior de  $V_{S1}$  para que ocorra liquefação. O valor de  $V_S$  igual a 210 m/s conduz a um valor de CRR de aproximadamente 0,6, o que é considerado equivalente a um valor de N<sub>SPT</sub> de 30 em areias limpas. Baseados nas correlações de N<sub>SPT</sub> com  $V_S$  e nos casos históricos, Andrus e Stokoe (2000) propuseram as seguintes condições para estimar os valores limites de  $V_{S1}$  (que designaram por  $V_{S1}^*$ ), para os quais não se espera a ocorrência de liquefação.

$$V_{S1}^{*} = 215 \text{ m/s, se } FC \le 5\%$$

$$V_{S1}^{*} = 215 - 0.5 \cdot (FC - 5), \text{ se } 5 < FC < 35\%$$

$$V_{S1}^{*} = 200 \text{ m/s, se } FC \ge 35\%$$
(17)

onde FC é a percentagem de finos.

#### 2.2.2 – Índices de risco baseados nos ensaios SPT e CPTu

As novas abordagens à avaliação da liquefação centram-se na estimativa das consequências do próprio processo de liquefação, através de índices quantitativos de risco de liquefação, simplificadamente designados "índices de risco". A primeira análise irá focar-se em dois dos índices, no entender dos autores, mais importantes para a definição da avaliação da liquefação. São estes índices o LPI (*Liquefaction Potential Index*) e o LSN (*Liquefaction Severity Number*). O Índice de Potencial de Liquefação (LPI) foi originalmente desenvolvido no Japão, para estimar o potencial de liquefação capaz de causar danos nas fundações de um determinado local (Iwasaki et al., 1978, 1982). Este índice assume que a severidade do fenómeno é proporcional à espessura da camada liquefeita e à sua proximidade ao terreno, considerando apenas os horizontes com fator de segurança menor que 1 e profundidades inferiores a 20 m (Viana da Fonseca et al., 2016).

$$LPI = \int_{0}^{20m} F \cdot W(z) dz$$
<sup>(18)</sup>

Sendo W(z) = 10 - 0.5z e F uma função do fator de segurança à liquefação,  $FS_{liq}$ , resultado da razão entre o CRR (Cyclic Resistance Ratio) e do CSR (Cyclic Stress Ratio), definida por:

$$F = 1 - FS_{liq} \text{, se } FS_{liq} \le 1 \text{ e } F = 0 \text{, se } FS_{liq} > 1$$

$$(19)$$

Os limites de classificação de suscetibilidade à liquefação, segundo Iwasaki et al. (1982), encontram-se resumidos no Quadro 4. Outras propostas mais recentes, nomeadamente Lee et al. (2003) e Sonmez (2003), sugeriram limites de classificação baseados no LPI ligeiramente diferentes, tendo-se adotado a classificação de Iwasaki et al. (1982) de acordo com o definido no programa de cálculo utilizado.

LPI	Suscetibilidade à liquefação
0	Muito baixa
$0 < LPI \le 5$	Baixa
$5 < LPI \le 15$	Alta
> 15	Muito alta

Quadro 4 - Classificação da suscetibilidade à liquefação segundo o LPI (Iwasaki et al., 1982)

Por outro lado, o Número de Severidade de Liquefação (LSN) foi desenvolvido por Tonkin e Taylor (2013) e representa os danos potenciais de liquefação à superfície em terrenos com edifícios. O LSN considera a deformação volumétrica densificada, calculada pela ponderação da profundidade como um sinal indicador da gravidade dos danos de liquefação prováveis na superfície do terreno (Viana da Fonseca et al., 2016). O cálculo deste índice é feito de acordo com:

$$LSN = 1000 \cdot \int \frac{\varepsilon_v}{z} dz \tag{20}$$

onde  $\varepsilon_v$  é a deformação volumétrica densificada calculada por horizonte; *z* é a profundidade do mesmo abaixo da superfície do terreno (em metros). O cálculo da deformação volumétrica densificada foi feita segundo a metodologia de Zhang et al. (2002), na determinação de assentamentos pós liquefação por reconsolidação. Os limites de classificação deste índice constam no Quadro 5. Os autores concluíram que este parâmetro é um bom indicador da suscetibilidade à liquefação em zonas residenciais planas e confinadas, sendo que o mesmo não se verifica quanto à suscetibilidade de deslocamentos laterais.

Quadro 5 - Descrição dos danos com base no LSN (Tonkin e Taylor, 2013)

Intervalo de LSN	Efeitos típicos
0 20	Pouca ou nenhuma expressão de liquefação.
0 - 20	Danos mínimos nas estruturas residenciais típicas.
	Expressão de liquefação de moderada a severa.
20 - 40	Ondulação e falhas na superfície do solo.
	Assentamentos estruturais médios a elevados, causando danos estruturais.
> 40	Expressão de liquefação intensa. Danos severos generalizados. Assentamentos
> 40	elevados de estruturas, impossibilitando a sua utilização.

# 2.2.3 – Índice de classificação baseado no V<sub>S30</sub>

A velocidade da onda de corte até à profundidade de 30 m,  $V_{S30}$ , é calculada tendo em conta as velocidades registadas até à profundidade em questão, fazendo-se uma média harmónica de todos os valores registados. Como demonstrado na equação seguinte,  $V_{S30}$  corresponde a uma velocidade ponderada a 30 m, sendo calculada pela razão entre o valor da profundidade final (30 m) e o somatório da razão entre as espessuras (d) e as velocidades das ondas de corte, horizonte a horizonte, identificados com velocidades  $V_S$  similares (Wair et al., 2012):

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum \frac{d}{V_s}}$$
(21)

A determinação das velocidades das ondas de corte pode ser feita diretamente através de ensaios geofísicos, como Cross-Hole (CH), Down-Hole (DH), refração sísmica (RS), entre outros. Alternativamente, é possível estimar  $V_S$  a partir de um conjunto alargado de propostas de previsão baseadas em ensaios SPT, CPT e DMT. Para a correlação entre os resultados dos ensaios SPT e as  $V_S$ , Wair et al. (2012) sugerem as equações apresentadas no Quadro 6. Já para a correlação das  $V_S$  com os resultados dos ensaios CPT, os mesmos autores aconselham o cálculo da média dos valores obtidos com as equações de Mayne (2006), Andrus et al. (2007) e Robertson (2009) no caso de solos holocénicos, conforme apresentado no Quadro 7.

Quadro 6 - Correlações entre os valores dos ensaios SPT e as V<sub>S</sub> (Wair et al., 2012)

Solo	$V_{S}(m/s)$
Todos os solos	$30 N_{60}^{0,215} \sigma'_{v} {}^{0,275}$
Argilas e Siltes	$26 N_{60}^{0,17} \sigma'_v {}^{0,32}$
Areias	$30 N_{60}^{0,23} \sigma'_{v}{}^{0,23}$

Quadro 7 – Correlações entre os valores dos ensaios CPT e as V<sub>s</sub> (Wair et al., 2012)

Metodologia	Idade Geológica	Vs (m/s)
Hegazy e Mayne (1995)	Quaternário	$10,1 \log (q_c)-11,4)^{1,67} (100 f_s/q_c)^{0,3}$
Mayne (2006)	Quaternário	$118,8 \log(f_S) + 18,5$
Andrus et al. (2007)	Holocénico	$2,27 q_t^{0,412} I_c^{0,989} z^{0,033}$
Robertson (2009)	Quaternário	$[10^{(0,55lc+1,68)}(q_t-\sigma'_{v0})/p_a]^{0,5}$

É importante salientar que este método de classificação com base em  $V_{S30}$ , não tem como objetivo avaliar a suscetibilidade à liquefação. É um método utilizado para caracterização dos solos, particularmente na identificação do fator de amplificação da ação sísmica, destacando que, alguns dos valores de  $V_S$  muito baixos podem corresponder a solos predominantemente argilosos, sem suscetibilidade à liquefação.

#### 2.2.4 – Estimativa de assentamentos com base nos resultados dos ensaios CPTu

Após a liquefação, os assentamentos verticais por reconsolidação podem ser determinados pela metodologia determinística proposta por Zhang et al. (2002), que se baseou em resultados laboratoriais de Ishihara e Yoshimine (1992) e relações com o CPT (pela compacidade e pelo fator de segurança) para deformações volumétricas em areias limpas. Tradicionalmente, a suscetibilidade à liquefação é expressa em função do fator de segurança ( $FS_{liq}$ ) determinado por metodologias determinísticas, anteriormente descritas, como as de Youd et al. (2001), Robertson (2009) e Boulanger e Idriss (2014). Devido a um conjunto de incertezas nas metodologias e em diversos parâmetros, Juang et al. (2013) desenvolveram uma outra metodologia probabilística de avaliação dos assentamentos, em caso de ocorrência do processo de liquefação, para zonas edificadas. Esta metodologia é baseada nas metodologias de Robertson (2009) e Ku et al. (2012). Os detalhes de cálculo destas duas metodologias podem ser consultados em Saldanha (2017).

#### 2.3 - Análise dos dados existentes

A combinação do mapa de Jorge (1993), com a análise dos dados existentes permitiu identificar várias zonas de interesse para a localização do sítio piloto. A primeira localização escolhida, onde chegaram a ser realizados três ensaios SPT, pertence ao concelho do Montijo, junto à Câmara Municipal e ao centro da cidade. Nesta localização foram confirmados vários depósitos de areia, mas já bastante consolidados, pelo que não levantariam problemas às estruturas e infraestruturas pelo desenvolvimento de liquefação.

Dada a existência de muitos dados disponíveis aquando da construção do viaduto da A10 sobre a baixa aluvionar dos rios Tejo e Soraia, bem como a proximidade à zona de Benavente, onde os fenómenos associados à liquefação foram mais recentemente observados, foi decidido que o sítio piloto seria implementado na Lezíria Grande de Vila Franca de Xira. Os dados existentes de ensaios *in situ* incluem mais de 80 sondagens com ensaios SPT, 20 CPTu, dos quais 2 SCPTu e 15 perfis CH. Todos os dados existentes foram analisados relativamente à suscetibilidade à liquefação, conforme anteriormente descrito e de acordo com o tipo de ensaio realizado. Com base nessa análise, foram preparados diferentes mapas a partir do tratamento dos dados existentes. O mapa da Fig. 3 refere-se aos dados existentes da zona circundante à Lezíria Grande de Vila Franca de Xira e inclui resultados de ensaios SPT, CPTu/SCPTu e Cross-Hole, particularmente concentrados ao longo do viaduto da A10, segundo a simbologia ilustrada no Quadro 2.

Neste mapa, é claramente visível uma maioria de pontos a vermelho, refletindo uma suscetibilidade à liquefação elevada, sobretudo na faixa de terreno pertencente à Lezíria Grande de Vila Franca de Xira e ao longo do viaduto da A10. Na margem direita do Tejo em Vila Franca de Xira e nos centros urbanos de Benavente e Samora Correia, os pontos surgem maioritariamente a laranja e verde, indicativos de uma suscetibilidade média a baixa, respetivamente.



Fig. 3 – Mapa dos dados existentes, classificados em termos de suscetibilidade à liquefação na região do Vale Inferior do Tejo

# 3 – CARACTERIZAÇÃO DO SÍTIO PILOTO

#### 3.1 – Considerações sobre a campanha experimental

A Lezíria Grande de Vila Franca de Xira é uma faixa de terreno de forma alongada que é limitada a Oeste e a Este pelos rios Tejo e Sorraia, respetivamente. É uma extensa planície aluvionar com 13 420 hectares, dividida a meio pela EN10 (estrada nacional n.º10), também conhecida como a reta do cabo (EVOA, 2015), gerida pela Associação Beneficiária da Lezíria Grande de Vila Franca de Xira.

O planeamento dos locais de ensaio foi realizado segundo uma análise criteriosa da geologia e geomorfologia da zona. No âmbito desta investigação, foram executados no sítio piloto 2 ensaios SPT, 2 sondagens com o amostrador Mazier, 8 ensaios CPTu, 3 ensaios SDMT, 8 ensaios de refração sísmica (RS) e 1 ensaio de análise espectral de ondas superficiais (SASW), como se resume no Quadro 8. A localização dos pontos de ensaios é apresentada na Fig. 4, bem como a identificação dos e 25 pontos de ensaio de medição de ruído (HVSR, *Horizontal to Vertical Spectral Ratio*).

Ensaios	Locais de ensaio
SPT	SI1, SI7
CPTu	SI1, SI2, SI3, SI4, SI5, SI6, SI7 e SI10
SDMT	SI7, SI8 e SI9
Refração Sísmica	SI1, SI5, SI6, SI7, SI9, SI11, SI12 e SI13
SASW	SI5

Quadro 8 - Planeamento dos ensaios in situ no sítio piloto



Fig. 4 - Identificação dos locais de ensaio (SI) e de pontos de medição HVSR no sítio piloto

#### 3.2 - Ensaios in situ: Resultados e análise

#### 3.2.1 – Ensaios SPT

No sítio piloto foram realizados 4 furos de sondagem nos locais de ensaio SI1 e SI7. Em cada um destes locais foi realizado um ensaio SPT, tendo-se recolhido amostras indeformadas com o amostrador Mazier num furo adjacente, para caraterização laboratorial. Na Fig. 5 são apresentados os resultados dos ensaios SPT nos dois locais SI1 e SI7, em termos dos valores normalizados da resistência,  $(N_1)_{60cs}$ , os perfis litológicos simplificados resultantes da interpretação dos resultados obtidos e os respetivos fatores de segurança à liquefação, FS<sub>liq</sub>, calculados apenas para as camadas arenosas e até uma profundidade máxima de 20 m.

Apesar de claramente distintos em termos litológicos, é possível observar que ambos os locais evidenciam horizontes espessos com elevada suscetibilidade à liquefação, traduzida pelos valores de FS<sub>liq</sub> inferiores à unidade.



Fig. 5 – Resultados dos ensaios SPT e interpretação em termos da liquefação: a) SI1; b) SI7

#### 3.2.2 - CPTu

No sítio piloto foram realizados 8 ensaios CPTu. O equipamento utilizado foi ligado a um sistema automático de aquisição e armazenamento de dados que possui um *software* que permite a visualização dos gráficos no local durante a perfuração (Rodrigues, 2016). Na Fig. 6 estão apresentados os parâmetros relativos à resistência de ponta ( $q_t$ ) de todos os ensaios realizados, bem como da evolução em profundidade do fator de segurança à liquefação nos locais de ensaio. Pela observação da Fig. 6, conclui-se que os diferentes locais do sítio piloto evidenciam uma grande variabilidade das características geológicas e geotécnicas não só em planta, mas principalmente em profundidade, destacando-se, por exemplo, o CPTu do local SI1 com uma litologia altamente intercalada de materiais mais grosseiros e mais finos. No local SI5 verifica-se claramente um estrato de espessura considerável de areia, entre os 5 e os 11 metros.



Fig. 6 – Resultados da resistência de ponta  $q_t$  (MPa) e do respetivo  $FS_{liq}$  dos ensaios CPTu



Fig. 7 – Exemplo de resultados detalhados do ensaio CPTu: local SI5

Este facto pode ser confirmado pela Fig. 7, onde se observa um estrato bastante espesso de areia entre os 5 e os 11 m, sem excessos de pressão neutra e associado a um índice de comportamento claramente inferior a 2,6, indicativo de solos arenosos.

A análise dos resultados obtidos, expressos esquematicamente na Fig. 6, evidenciam uma elevada suscetibilidade à liquefação em todos os locais de ensaio, demonstrada pela grande concentração de pontos com fator de segurança inferior à unidade.

De acordo com as metodologias anteriormente apresentadas, foram também calculados os valores dos índices de risco de liquefação, LPI e LSN, a partir dos ensaios CPTu, como se mostra na Fig. 8 e Fig. 9, respetivamente.

Os resultados extremos do LPI, apresentados na Fig. 8, são para o local SI2, com menor suscetibilidade de liquefação e para o local SI4, com nível de suscetibilidade de liquefação mais preocupante. Quanto ao LSN, este apresenta para o local SI5 uma previsão de maiores danos superficiais, semelhante ao que acontece para o local SI4. Em síntese, de acordo com o índice LPI, conclui-se que de todos os locais: 12,5% têm baixa probabilidade de liquefação; 62,5% têm alta probabilidade; e, os restantes 25% têm uma probabilidade muito alta de liquefação.



Fig. 8 - Índice LPI dos CPTu realizados no Sítio-Piloto, Cliq®



Fig. 9 - Índice LSN dos CPTu realizados no Sítio-Piloto, Cliq®

Relativamente ao LSN, verifica-se que: 12,5% dos locais têm uma expressão de liquefação muito baixa; 50% manifesta-se de forma moderada; e nos restantes 37,5% a liquefação expressa-se de forma moderada a elevada. Segundo o LSN, em nenhum dos locais se prevê a ocorrência de danos severos de liquefação.

#### 3.2.3 – Ensaios Dilatométricos (SDMT)

No sítio piloto foram realizados 4 ensaios SDMT (*Seismic Flat Dilatometer tests*), de acordo com o prescrito no Eurocódigo 7 – Parte 2 (CEN, 2007) e a norma ISO/TS 22476-11 (ISO, 2005). O ensaio com dilatómetro de Marchetti (DMT) consiste na cravação (preferencialmente estática) de uma lâmina que contém numa das faces uma membrana flexível. A membrana é expandida entre intervalos de profundidades regulares através de um gás pressurizado, determinando-se as pressões necessárias para deslocar o seu centro. O dilatómetro sísmico (SDMT) resulta do acoplamento ao DMT de um módulo sísmico, localizado acima da lâmina de DMT, permitindo assim a medição das velocidades das ondas de corte durante o ensaio DMT convencional. No âmbito deste trabalho, serão apenas analisados os resultados das velocidades das ondas de corte medidas neste ensaio.

#### 3.2.4 – Ensaios geofísicos: RS, SASW e HVSR

Em trabalhos de Engenharia Civil, os ensaios por refração sísmica (RS) são bastante utilizados quando se pretende prospetar profundidades nas dezenas dos metros, tal como neste projeto. Estes ensaios foram realizados por uma equipa do LNEG (Laboratório Nacional de Energia e Geologia) e o equipamento utilizado foi um sismógrafo RAS-24 de 24 canais da Seistronix. Na Fig. 10, apresenta-se a variação das velocidades das ondas de corte ou ondas S (V<sub>s</sub>), em profundidade de todos os ensaios de refração sísmica realizados no local. A partir das velocidades das ondas de corte medidas nos ensaios de refração sísmica, é possível determinar o número de estratos e a sua espessura, através das mudanças de velocidade nas suas transições, assim permitindo a construção do perfil apresentado na Fig. 10.

Por seu turno, o ensaio de Análise Espectral de Ondas Superficiais (*Spectral Analysis of Surface Waves*, SASW) foi realizado apenas no local SI5 e permite a avaliação das propriedades dinâmicas do solo, ou seja, a determinação das velocidades das ondas de corte e do amortecimento através da



Fig. 10 – Perfis de velocidade das ondas de corte, em função da profundidade, nos locais de ensaio através dos ensaios RS e SASW

medição do carácter dispersivo das ondas superficiais (Costa et al., 2016). Os resultados deste ensaio estão apresentados juntamente com os da refração sísmica na mesma Fig. 10. No local SI5, onde foram realizados estes dois ensaios (RS e SASW), é interessante analisar a comparação dos valores de V<sub>s</sub> medidos. Em geral, os valores da velocidade são idênticos, próximos de 135 m/s até aos 12 metros e 220 m/s para maiores profundidades. É notório que o ensaio SASW deteta à profundidade de 3 m e 17 m uma variação de  $V_s$ , enquanto a refração sísmica não é sensível a uma variação tão ligeira, registando velocidades muito próximas da média das medidas no ensaio SASW a essas profundidades.

#### 3.2.5 – HVSR

Como mostra a Fig. 4, foram realizados 25 ensaios de medição de ruído, também designados HVSR (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*) no sítio piloto (Carrilho Gomes, 2017). Este ensaio, originalmente proposto por Nakamura (1989), pode ser descrito como um levantamento sísmico não-invasivo, recorrendo um sensor de velocidades tridimensional externo para registar o ruído ambiente. A determinação da razão espectral horizontal para vertical (H/V) dessas medições do ruído ambiente permite a determinação da frequência fundamental do terreno, que pode ser interpretada por regressão para estimar a profundidade do terreno firme (*bedrock*) sísmico. Para essa estimativa, são conhecidos dois métodos teóricos, o método de Seht e Wohlemberg (1999) e o de Parolai et al. (2002). Segundo estes autores, a profundidade do *bedrock* sísmico pode ser estimada através da seguinte expressão:

$$Z = a \cdot f_{r0}^{\ b}, \text{ com } f_{r0} = \frac{V_s}{4 \cdot z}$$
(22)

onde Z é a profundidade em metros do substrato sísmico, a e b são constantes,  $f_{r0}$  é a frequência fundamental do terreno e  $V_S$  é a velocidade das ondas de corte no local.

A aplicação destes dois métodos deu origem a valores muito elevados para a profundidade do firme, bem como das velocidades de ondas de corte associadas, na ordem dos 400 m/s. Este resultado é bastante superior ao valor das velocidades obtidas nos ensaios anteriormente apresentados, onde a média das velocidades das ondas de corte varia entre 100 e 300 m/s. Assim sendo, admite-se que as profundidades calculadas (entre os 85 e 100 m), apenas baseadas neste método e tendo em conta estas metodologias mais empíricas, possam estar sobrestimadas.



Fig. 11 – Evolução da profundidade do bedrock sísmico através da interpretação dos HVSR

De modo a corrigir esta discrepância, foi realizada uma nova ponderação entre as velocidades das ondas de corte medidas através de ensaios Cross-Hole ao longo do alinhamento dos pontos de medição HVSR e as frequências fundamentais deduzidas dos HVSR. Assumindo que o valor médio da velocidade das ondas de corte nesse alinhamento se situa entre 250 e 300 m/s e, estando este associado a frequências do intervalo de 0,9 a 1,2 Hz, estima-se que a profundidade do substrato se deve encontrar entre os 65 a 80 m. Na Fig. 11 são apresentados os valores da profundidade do firme determinada pelos dois métodos anteriormente referidos, associados a uma velocidade de corte de 250 m/s e 300 m/s. Assume-se que o firme estará entre as duas linhas a cheio, estimadas a partir dessas velocidades.

#### 3.3 - Propostas preliminares de microzonamento

#### 3.3.1 – Fatores de segurança e índices de risco de liquefação

A análise dos resultados dos ensaios SPT, apresentada resumidamente na Fig. 5, demonstra de forma clara a elevada suscetibilidade à liquefação, tanto para a ação sísmica próxima (Tipo 2), mas mais gravosamente para a mais distante (Tipo 1). O mesmo se verifica para os resultados obtidos da análise dos ensaios CPTu, apresentados esquematicamente na Fig. 6. É relevante fazer uma comparação direta dos resultados obtidos nestes dois ensaios nos mesmos locais, designadamente em SI1 e SI7, como se mostra na Fig. 12, relativamente aos fatores de segurança à liquefação. Como se afirmou anteriormente, no âmbito deste trabalho considera-se o solo suscetível à liquefação para valores de FS<sub>lig</sub> inferiores à unidade.



Fig. 12 – Comparação dos FS<sub>lig</sub> obtidos a partir de resultados SPT e CPTu em: a) SI1; b) SI7

É de assinalar, por um lado, a grande espessura dos horizontes identificados como suscetíveis à liquefação e, por outro, a boa correspondência obtida entre estes ensaios. A configuração dos perfis de FS baseados no CPT surge com uma grande oscilação entre valores inferiores a 1 e superiores a 2, que se explica pela forte intercalação de camadas finas de material silto-argiloso na matriz arenosa. Dada a reduzida espessura dessas camadas, estas intercalações são apenas detetáveis nos ensaios CPT.

A avaliação do local quanto à suscetibilidade à liquefação foi também feita em termos dos índices de risco, nomeadamente LPI e LSN, a partir dos resultados dos ensaios SPT e CPTu. Para reportar esses resultados, foi organizado o Quadro 9, no qual, para os locais onde foram realizados ambos os ensaios SPT e CPTu, são indicados os valores de LPI e LSN correspondentes. A determinação destes índices seguiu as metodologias anteriormente apresentadas.

Local de	LPI		LSN	
ensaio	SPT	CPTu	SPT	CPTu
SI1	30,8	15,2	89,0	32,7
SI7	25,6	14,5	54,4	20,8

Quadro 9 - Comparação dos índices LPI e LSN com resultados SPT e CPT (sismo Tipo 1)

Comparando os resultados obtidos nos ensaios SPT e CPTu, no Quadro 9 verifica-se uma diferença acentuada, principalmente no local SI1, pelo que se antecipa a falta de representatividade destes índices a partir do ensaio SPT na avaliação da suscetibilidade de liquefação neste tipo de solo, particularmente quando na presença de um número considerável de intercalações de materiais finos com materiais granulares. Por seu turno, pode-se observar que os resultados dos índices LPI e LSN apresentam a mesma tendência, o que pode indicar uma necessidade de ajuste nas estimativas destes índices de acordo com o tipo de ensaio (SPT ou CPTu). Baseado nestes resultados, foi possível criar um mapa resumo com a classificação baseada nestes índices a partir do ensaio CPTu, como apresentado na Fig. 13, constituindo uma proposta preliminar de microzonamento do sítio piloto.



Fig. 13 - Mapa de índices de risco, baseados em ensaios CPTu: a) LPI; b) LSN

# 3.3.2 – Classificação segundo V<sub>S30</sub>

Seguindo a metodologia e as recomendações anteriormente apresentadas, foram determinados os valores de V<sub>S30</sub> calculados através das medições de V<sub>S</sub> dos ensaios SDMT, RS e SASW e, por correlação, estimados através dos ensaios SPT e CPTu. Uma análise comparativa dos valores de V<sub>S30</sub> obtidos direta e indiretamente apresenta-se na Fig. 14, tendo-se incluído uma tabela-resumo com os valores relativos a cada tipo de ensaio.

Segundo o critério de *Caltrans Seimic Design Criteria* (2004), bem como segundo o Eurocódigo 8, todos os locais de ensaio foram caracterizados como solo brando ( $V_{s30}$ < 180 m/s), à exceção do local SI9, como indica o gráfico da Fig. 14. Em todos os locais, mesmo com alguma variabilidade de valores, todos os resultados dos vários ensaios pertencem à mesma classe de classificação. No SI9, a média dos resultados é 187 m/s, isto é, no limite entre solo brando e solo denso, tendo-se adotado a classificação como solo brando, pela proximidade ao valor limite de V<sub>s30</sub>. No local SI7, foi possível obter quatro estimativas diferentes de V<sub>s30</sub>, sendo assinalável a semelhança de valores obtidos, com um valor médio de 138,28 m/s e uma dispersão inferior a 13%. Esta classificação de todos os locais de ensaio do sítio piloto como solo brando confirma a escolha adequada desta zona, como sítio piloto para avaliação da suscetibilidade à liquefação.



 $\label{eq:sigma} \begin{array}{l} \mbox{Fig. 14} - \mbox{Comparação de valores de } V_{\rm S30} \mbox{ nos locais de ensaio, para diferentes ensaios:} \\ \mbox{estimados via SPT e CPT, medidos via SDMT, RS e SASW} \end{array}$ 

#### 3.3.3 – Assentamentos verticais estimados

A Fig. 15 apresenta os valores dos assentamentos esperados em campo aberto (*free field*) de todos os locais de ensaio baseados na metodologia de Zhang et al. (2002). O Quadro 10 apresenta os valores dos assentamentos em campo aberto (free field), segundo a metodologia determinística de Zhang et al. (2002) e a metodologia probabilística de Juang et al. (2013), e os valores dos assentamentos com o agravamento devido à existência de edificado no local, tendo em conta a metodologia probabilística de Juang et al. (2013).

Como se pode observar no Quadro 10, os valores dos assentamentos em *free field* esperados, tendo em conta as duas metodologias, são próximos, visto que ambos se basearam na mesma base de dados. Quando considerada a presença do edificado há um agravamento, como era expectável, destes valores. Este quadro conta ainda com o valor do agravamento, em percentagem, que, em geral, atinge valores a próximos dos 60%, em toda a área do sítio piloto.

O agravamento dos assentamentos, devido à presença de edifícios, ocorre na sequência da concentração de tensões na base desses edifícios. Verifíca-se que se a base do edifício, com fundações superficiais for de pequenas dimensões, o efeito das cargas será maior devido à concentração de tensões nessa área. Quando esta tensão se aproxima ou excede o limite de capacidade de carga do solo (isto é, considerando a redução da resistência devido ao excesso de pressão neutra), o edifício tem tendência a inclinar, devido à não homogeneização do solo. À medida que a inclinação aumenta, diminui a área onde essas tensões estão aplicadas, aumentando ainda mais a magnitude dessas tensões. E assim, a rotura é progressiva até ao colapso da estrutura, isto se o solo não conseguir libertar o excesso de pressão neutra e aumentar a sua tensão efetiva, recuperando a



Fig. 15 – Assentamentos verticais esperados no sítio piloto devido à liquefação, segundo o método de Zhang et al. (2002)

sua capacidade de suporte. Este agravamento é função de diversas variáveis, tais como a forma e a dimensão do edifício, a própria fundação e a distribuição das cargas. Assim, de forma a estimar o assentamento, Juang et al. (2013) sugerem que seja imposto um agravamento ao valor previamente determinado, sendo tanto maior quanto maior for a variância dos registos de assentamentos. Salvaguarda-se que esta abordagem é meramente estatística, não havendo associação de causa-efeito em termos da tipologia do edificado.

	Zhang et al. (2002)		Juang et al. (2013)	
Local	Assentamentos em <i>free</i> <i>field</i> (cm)	Assentamentos em <i>free field</i> (cm)	Assentamentos com agravamento do edificado (cm)	Agravamento (%)
SI1	33,9	32,35	51,34	58,70
SI2	12,0	9,17	14,55	58,67
SI3	24,8	20,15	31,97	58,66
SI4	28,0	25,13	39,88	58,69
SI5	42,0	37,40	59,35	58,69
SI6	32,2	27,58	43,77	58,70
SI7	27,1	21,19	33,62	58,66
SI10	23,9	21,52	34,14	58,64

Quadro 10 – Assentamentos verticais em *free field* e com agravamento do edificado, segundo os métodos de Zhang et al. (2002) e Juang et al. (2013)

Com a aplicação de ambas as metodologias (Zhang et al., 2002; Juang et al., 2013), verificouse que o local mais crítico é o SI5. Local onde se espera maiores assentamentos verticais, sendo apresentado na Fig. 16 a evolução das curvas da probabilidade de assentamento com o limite de assentamentos esperados e a distribuição da densidade de probabilidade de assentamentos pelos limites dos assentamentos esperados.

Além dos assentamentos, no Sítio Piloto há, também, zonas que levantam questões de segurança, em termos dos deslocamentos laterais esperados, como é apresentado na Fig. 17, principalmente as zonas mais próximas dos rios Tejo e Sorraia. Alguns dos pontos ensaiados apresentam essa tendência, como sejam SI5, SI6 e SI10. Estes deslocamentos são estimados para





Fig. 16 – Probabilidade de excedência de assentamentos verticais (cm) em: a) campo aberto (*free field*); b) com edificações



Fig. 17 - Deslocamentos laterais esperados no sítio piloto em caso de liquefação

Por fim, é apresentado na Fig. 18 um mapa resumo baseado nos assentamentos verticais (S) estimados para cada ponto de ensaio.



Fig. 18 – Mapa dos assentamentos verticais (S) estimados (valores em cm), segundo Zhang et al. (2002)

# 4 - CONCLUSÕES

É reconhecido que na região da Grande Lisboa existem várias zonas com elevada suscetibilidade à liquefação induzida por sismos, como o demonstram diversos trabalhos, nomeadamente o de Jorge (1993). Uma vasta base de dados geológico-geotécnicos existentes foi recolhida e devidamente analisada à luz das metodologias mais recente de avaliação da suscetibilidade à liquefação. Com base nessa informação, foi escolhido como sítio piloto e área para o microzonamento preliminar à liquefação, uma zona situada na Lezíria Grande de Vila Franca de Xira. A caracterização da zona, referente aos dados existentes, contou com a identificação e caracterização de 273 pontos de ensaio, dos quais 84% foram ensaios SPT (Standard Penetration Tests), 11% foram ensaios CPT (Cone Penetration Tests) e 5% foram ensaios CH (Cross-hole). A análise desses ensaios foi feita através da avaliação de índices de risco, nomeadamente o Fator de Segurança à liquefação (FS<sub>liq</sub>), Índice Potencial de Liquefação (LPI) e Número de Severidade de Liquefação (LSN). Por outro lado, no sítio piloto, a campanha experimental envolveu um grande número de ensaios, nomeadamente SPT, CPTu, SDMT, diversos métodos geofísicos (refração sísmica, SASW, HVSR) e ainda a recolha de amostras de alta qualidade para caracterização laboratorial. O tratamento dos resultados dos ensaios in situ foi subdividido em três tipos de análises, em termos de índices de risco à liquefação, da classificação de acordo com  $V_{S30}$ , e ainda com base nos assentamentos induzidos e deslocamentos laterais esperados. Dessas análises, foi possível confirmar a presença de camadas espessas de solos suscetíveis à liquefação, com elevada heterogeneidade quer em profundidade, quer em planta. A presença de camadas intercaladas de solos granulares e solos finos constituiu um desafio acrescido na correta avaliação da suscetibilidade à liquefação, feita a partir de diferentes métodos de ensaio de campo. Da análise conjunta destes resultados e da base de dados recolhida, foi possível estabelecer um microzonamento preliminar de suscetibilidade à liquefação induzida por sismos, que se encontra em fase de desenvolvimento e pormenorização no âmbito do projeto LIQUEFACT.

# **5 – AGRADECIMENTOS**



LIQUEFACT project ("Assessment and mitigation of liquefaction potential across Europe: a holistic approach to protect structures / infrastructures for improved resilience to earthquake-induced liquefaction disasters") has received funding from the European Union's Horizon 2020 research and innovation programme under grant agreement No. GAP-700748.

A todos os expressaram o seu interesse neste trabalho, colaborando com os autores: À Associação Beneficiária da Lezíria Grande de Vila Franca de Xira, em especial ao Engenheiro Rui Paixão; à Teixeira Duarte, Engenharia e Construções, em especial aos Dr. Costa Vilar e Dr. Pedro Nunes e todos os técnicos que acompanharam os diversos ensaios de campo; ao LNEG, em especial aos Doutor Ruben Dias e Doutor João Carvalho; à Doutora Sara Amoroso e ao Doutor Luca Minarelli; à Câmara Municipal do Montijo, em especial ao Presidente da Câmara Eng. Nuno Canta; ao Professor Carlos Rodrigues; ao Professor Rui Carrilho Gomes e ao Eng. André Ramos; à BRISA, na pessoa do Eng. Paulo Lima Barros; às empresas de consultoria e projeto: CENOR, GEOCONTROLE e COBA; à UPEP-Unidade de Pesquisa e Exploração de Recursos Petrolíferos, em especial à Dra. Rita Silva; e, finalmente aos colegas e funcionários do Laboratório de Geotecnia da FEUP e do DEC da FEUP, cuja ajuda a todos os níveis foi, e será nas análises que se seguem, porventura a mais revelante.

# 6 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Andrus, R. D.; Stokoe II, K. H. (2000). *Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 126(11), pp. 1015-1025.
- Andrus, R. D.; Mohanan, N. P.; Piratheepan, P.; Ellis, B. S.; Holzer, T. L. (2007). Predicting shearwave velocity from cone penetration resistance. In Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Thessaloniki, Greece (Vol. 2528).
- Andrus, R. D.; Stokoe, K. H.; Chung, R. M.; Juang, C. H. (2003). Guidelines for evaluating liquefaction resistance using shear wave velocity measurements and simplified procedures. NIST GCR, pp. 03-854.
- Boulanger, R.W.; Idriss, I.M. (2014). *CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures*. Center for Geotechnical Modeling, (April), 134 pgs.
- Cabral, J.; Moniz, C.; Batlló, J.; Figueiredo, P.; Carvalho, J.; Matias, L.; Teves-Costa, P.; Dias, R.; Simão, N. (2011). *The 1909 Benavente (Portugal) earthquake: search for the source*. Natural Hazards. 69, pp. 1211-1227; doi:10.1007/s11069-011-0062-8.
- Caltrans (2004). *Caltrans Seismic Design Criteria version 1.3*. California Department of Transportation, Sacramento, California.
- Carrilho Gomes, R. (2017). *Relatório preliminar dos ensaios HVSR da Lezíria Grande*, projeto LIQUEFACT.

- CEN (2007). EN 1997-2: 2007, Eurocódigo 7 Projeto geotécnico Parte 2: Caracterização geotécnica Prospeção e ensaios.
- Costa, P.A.; Colaço, A.; Pinto, A.C. (2016). Análise Espectral de Ondas Superficiais (Ensaio SASW). Resultados do ensaio SASW, FEUP, 2016.
- GeoLogismiki (2017). *CLiq v.2.0 CPT liquefaction software*. http://www.geologismiki.gr/products/cliq/, Acesso em Setembro 2017.
- Hegazy, Y. A.; Mayne, P. W. (1995). Statistical correlations between VS and cone penetration data for different soil types. In Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT, Vol. 95, pp. 173-178.
- Idriss, I.M.; Boulanger, R.W. (2008). *Soil Liquefaction During Earthquakes*. Earthquake Engineering Research Institute. MNO-12.
- Idriss, I. M.; Boulanger, R. W. (2010). SPT-based liquefaction triggering procedures. Report UCD/CGM-10/02, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, CA, 259 pgs.
- IPQ (2010). NP EN 1998-5:2010, Eurocódigo 8 Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos.
- Ishihara, K.; Yoshimine, M. (1992). Evaluation of Settlements in Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes. Soils and Foundations, 32(1): 173-188. Japanese Geotechnical Society, Tokyo.
- ISO (2005). ISO/TS 22476-11:2005, Geotechnical Investigation and testing Field Testing Part 11: Flat Dilatometer Test.
- Iwasaki, T.; Tatsuoka, F.; Tokida, K.; Yasuda, S. (1978). A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan. In: Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Conference on Microzonation. San Francisco, CA, USA, pp. 885–896.
- Iwasaki, T.; Tokida. K.; Tatsuoka, F.; Watanabe, S.; Yasuda, S.; Sato, H. (1982). Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods, vol. 3, In: Proceedings of 3<sup>th</sup> International Conference on Microzonation, Seattle, pp. 1319–1330.
- Jorge, C. (1993). Zonamento do Potencial de Liquefação Tentativa de Aplicação a Portugal, Dissertação apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa para a obtenção do grau de Mestre em Geologia de Engenharia, Junho, Lisboa.
- Juang, C.H.; Yuan, H.; Lee, D.H.; Lin, P.S. (2013). Simplified CPT-based method for evaluating liquefaction potential of soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 129(1), pp. 66–80. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:1(66).
- Ku, C.-S.; Juang, C.H.; Chang, C.-W.; Ching, J. (2012). Probabilistic version of the Robertson and Wride method for liquefaction evaluation: Development and application. Canadian Geotechnical Journal, 49(1), pp. 27–44.
- Liao, S. C.; Whitman, R. V. (1986). Overburden correction factors for SPT in sand. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 112, pp. 373- 377.
- Lee, D.-H.; Ku, C.-S.; Yuan, H. (2003). *A study of the liquefaction risk potential at Yuanlin, Taiwan*. Eng. Geol. (Amsterdam), 71, 1–2, pp. 97–117.
- LIQUEFACT.eu (2016). Disponível em http://www.liquefact.eu. Acesso em Outubro de 2016.

- Mayne, P. W. (2006). In-situ test calibrations for evaluating soil parameters. In Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils–Proceedings of the Second International. Workshop on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils: Taylor & Francis, pp. 1601-1652.
- Nakamura, Y (1989) A Method for Dynamic Characteristics Estimation of Subsurface Using Microtremor on the Ground Surface. Quarterly Report Railway Technical Research Institute, Tokyo, Tokyo 30, pp. 25–33.
- O'Rourke, T. D.; Jeon, S. S.; Toprak, S.; Cubrinovski, M.; Jung, J. K. (2012). *Underground lifeline system performance during the Canterbury earthquake sequence*. In Proceedings of the 15th world conference on earthquake engineering, Lisbon, Portugal.
- Parolai, S.; Bormann, P.; Milkereit, C. (2002). New relationships between Vs, thickness of sediments, and resonance frequency calculated by the H/V ratio of seismic noise for the Cologne area (Germany). Bulletin of the seismological society of America, 92(6), pp. 2521-2527.
- Pitilakis, K.; Riga, E.; Anastasiadis, A. (2013). New code site classification, amplification factors and normalized response spectra based on a worldwide ground-motion database. Bulletin of Earthquake Engineering, 11(4), pp. 925-966.
- Ribeiro, A. (1998). As Ciências da Natureza-Geologia no século XVIII.
- Robertson, P.K.; Wride, C.E. (1998). *Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test*. Canadian Geotechnical Journal, 35(3): 442-459, National Research Center, Ottawa.
- Robertson, P.K. (2009). *Performance based earthquake design using the CPT*. Proc.; IS Tokyo Conf.CRC Press/Balkema, Taylor and Francis Group, Tokyo.
- Robertson, P.K. (2015). *Guide to Cone Penetration Testing*. 6th Edition (p.133) http://www.cpt-robertson.com/doc/.
- Rodrigues, C. (2016). *Relatório preliminar dos CPTu realizados na Lezíria Grande LIQUEFACT*, Guarda, IPG.
- Saldanha, A.S. (2017). *Microzonamento de suscetibilidade à liquefação. Aplicação a um caso de estudo na região da Grande Lisboa.* Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Seed, H. B.; Idriss, I. M. (1967). Analysis of liquefaction: Niigata earthquake. Proc., ASCE, 93(SM3), pp. 83-108.
- Seht, M. I.-v.; Wohlenberg, J. (1999). *Microtremor measurements used to map thickness of soft sediments*. Bulletin of the Seismological Society of America, 89(1), pp. 250-259.
- Sonmez, H. (2003). *Modification of the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol, Turkey)*, Environmental Geology, 44 (2003), pp. 862–871.
- Teves Costa, P. (2005). *Perigosidade e Risco sísmico*. In: Terramotos e Tsunamis, P. Teves Costa (Coord.). Livro Aberto, Editores Livreiros Lda., Lisboa, pp. 55-97.
- Tonkin; Taylor (2013). Canterbury earthquakes 2010 and 2011. Land Report as at 29 February 2012. Earthquake Commission (108 pp., http://www.tonkin.co.nz/canterbury- land-information/docs/downloads2592013/T&T-Stage-3-Report.pdf, last visited May 9, 2014).

- Viana da Fonseca, A.; Lopes, I. F.; Rodrigues, C. (2016). *Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ Curso CPTu*. 23 de Junho 2016, Porto, FEUP.
- Wair, B.R.; DeJong, J.T.; Shantz, T. (2012). *Guidelines for Estimation of Shear Wave Velocity Profiles*. Pacific Earthquake Engineering, 8 (December), 68 pgs.
- Youd, T. L.; Idriss, I. M.; Andrus, R. D.; Arango, I.; Castro, G.; Christian, J. T.; Ishihara, K. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 127(10), pp. 817-833.
- Zhang, G.; Robertson, P.K.; Brachman, R.W. (2002). *Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground*. Canadian Geotechnical Journal, 39(5), pp.1168–1180. Available at: http://www.nrcresearchpress.com/doi/abs/10.1139/t02-047.
# MODELO CONSTITUTIVO MCC HIPERPLÁSTICO COM DANO ACOPLADO APLICADO A SOLOS ESTRUTURADOS

MCC Hyperplastic constitutive model with coupled damage applied to structured soils

Rogério Francisco Küster Puppi\* Mildred Ballin Hecke\*\* Celso Romanel\*\*\*

**RESUMO** – Este trabalho apresenta um modelo constitutivo elasto-plástico com dano acoplado derivado a partir da definição de potenciais termodinâmicos aplicado à modelagem do comportamento tensão-deformação-resistência de solos estruturados. O modelo pertence à família dos modelos Cam-Clays Modificados e emprega variáveis internas de plasticidade e dano na sua formulação. O trabalho apresenta simulações de ensaios triaxiais e oedométricos em solos. A incorporação do efeito de dano permite a representação dos efeitos de destruição da estrutura dos solos.

**SYNOPSIS** – This paper presents an elasto-plastic constitutive model with coupled damage derived from definition of thermodynamic potential functionals applied to the modeling of the stress-strain-strength behavior of structured soils. The model belongs to the family of Modified Cam-Clay models and employs internal variables of plasticity and damage in its formulation. The paper presents simulations of triaxial and oedometric tests in soils. The incorporation of damage allows it to represent the effects of soil structure destruction.

Palavras Chave - Modelo Cam-Clay, modelo hiperplástico, dano.

Keywords - Cam-Clay model, hiperplastic model, damage.

# 1 – INTRODUÇÃO

Neste artigo é apresentado modelo constitutivo que pode variar de forma contínua entre o modelo Cam-Clay Modificado (MCC) e modelo com dano. A possibilidade de incorporar o dano a modelo Cam-Clay permite, de certa forma, controlar a excessiva variação volumétrica que ocorre para materiais com estrutura e materiais com alto grau de pré-adensamento, no "lado seco" do MCC. O modelo aqui descrito pode ser aplicado na simulação de comportamento tensão-deformação de solos residuais e de solos argilosos pré-adensados desde que a envoltória de trajetórias de tensão  $q \ge p$ .

<sup>\*</sup> Professor D.Sc. PPGEC – UTFPR Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, Paraná, Brasil, E-mail: rfkpuppi@gmail.com

<sup>\*\*</sup> Professora D.Sc. CESEC – PPGMNE – UFPR Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Paraná, Brasil, E-mail: mildredhecke@gmail.com

<sup>\*\*\*</sup> Professor PhD. PPGEC – PUC-RIO –Pontificia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, E-mail: romanel@civ.puc-rio.br

O modelo é derivado usando o enquadramento de hiperplasticidade de Houlsby e Puzrin (2000) e desta forma obedece às leis da Termodinâmica. Como apontam Osman e Birchall (2015), neste enfoque toda a relação constitutiva pode ser derivada de dois potenciais escalares de energia. Um potencial de energia livre que provê a lei de elasticidade, e um potencial de dissipação que provê a função de escoamento, a direção de fluxo plástico e a evolução das variáveis internas de dano.

De acordo com Einav *et al.* (2007), o comportamento inelástico de materiais tem sido modelado com êxito através da utilização de duas abordagens distintas: teoria da plasticidade e mecânica do dano. Teorias de plasticidade, incluindo princípios termodinâmicos, deram origem ao que é chamado de Hiperplasticidade (Houlsby e Puzrin, 2000).

Para o desenvolvimento do modelo foi empregada a formulação dos potenciais de energia apresentados por Einav *et al.* (2007), que combinam os conceitos de hiperplasticidade e dano mecânico (CDM) (Kachanov, 1958) dentro de uma única teoria. Da definição destes dois potenciais é possível obter a lei de escoamento do material e suas relações constitutivas, por derivação direta aplicada sobre as funções de potenciais.

Os dois potenciais consistem de uma função potencial de energia, que reflete a quantidade de energia armazenada no material, expressa por meio de uma função potencial de Gibbs e uma função potencial de dissipação, que representa a maneira como o material dissipa energia, à medida que sofre carregamento e deformação.

A expressão destes potenciais faz uso de estados de tensão, de estados de deformação e de um conjunto de variáveis internas. Estas variáveis internas são variáveis de tipo escalar, vetorial ou tensorial e devem ser escolhidas de forma conveniente. Variáveis internas não podem ser determinadas de forma direta, como é o caso das deformações plásticas de um material, que só podem ser determinadas após o descarregamento do mesmo. No modelo aqui descrito foram empregadas como variáveis internas, deformações plásticas e variáveis internas de dano, estas últimas associadas à redução da área resistente útil de uma seção transversal total, como descrito na formulação apresentada no Apêndice.

Os modelos desenvolvidos dentro da teoria da plasticidade pressupõem a existência de uma função ou superfície de escoamento. No caso deste modelo de hiperplasticidade, a superfície de escoamento deriva de uma transformação aplicada sobre a função potencial de dissipação, enquanto que a evolução das variáveis internas é estabelecida a partir das propriedades da função potencial de dissipação. Em alguns modelos, a evolução das variáveis internas de dano são descritas por meio de regras de fluxo distintas das regras de fluxo associadas à evolução dos incrementos de deformação plástica. Estes modelos correspondem a modelos mencionados por Einav *et al.* (2007), que sugerem que uma função de dissipação desacoplada possa ser apropriada para representar modelos de superfícies cinemáticas múltiplas para plasticidade com endurecimento. O emprego de funções de dissipação desacoplada posta de plasticidade-dano pode resultar em dano antes do surgimento de deformações plásticas, ou da ocorrência de deformações plásticas antes da ocorrência de dano.

O uso de um modelo de plasticidade com dano acoplado implica que dano e plasticidade sempre ocorrem simultaneamente e, neste caso apresentado, vinculados a um único critério de escoamento.

## 2 – MODELO CAM-CLAY MODIFICADO DE PLASTICIDADE COM DANO ACOPLADO

Einav *et al.* (2007) apresentaram uma formulação de modelo MCC de plasticidade com dano acoplado, que foi posteriormente usada por Puppi (2008) para implementar um modelo para solo estruturado.

Einav *et al.* (2007) empregaram, além das variáveis internas de plasticidade, também duas variáveis escalares internas de dano para modelar comportamento de argilas sensíveis: uma associada ao modo de deformação volumétrica e outra ao modo de deformação por cisalhamento.

O modelo é derivado a partir dos potenciais de energia livre de Gibbs e de dissipação. Na expressão da função potencial de Gibbs  $g = g(\sigma, \Im)$ , o tensor geral de tensões  $\sigma$  é substituído pelo vetor de tensões p e q utilizado para representar estados triaxiais axissimétricos de tensões de ensaios de solos. Nos ensaios triaxiais  $p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$  e  $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ , representam a tensão normal média efetiva e a tensão desviadora, respectivamente.

Função potencial de energia livre de Gibbs (Einav et al., 2007):

$$g = -\left(\frac{\kappa^* p}{1 - \alpha_d^v}\right) \left(\log\left(\frac{p}{p_0}\right) - 1\right) - \frac{q^2}{6G(1 - \alpha_d^s)} - p \cdot \alpha_p^v - q \cdot \alpha_p^s$$
(1)

onde:

κ\* - índice de recompressão relacionado com o módulo elástico volumétrico;

 $p_0$  – a pressão isotrópica de referência para a qual é assumido deformação volumétrica  $\varepsilon_v = 0$ ; G – módulo cisalhante ;

 $p_0$  – a pressão isotrópica de referência para a qual é assumido deformação volumétrica  $\varepsilon_v = 0$ ;  $\alpha_n^v$  – variável interna de plasticidade associada ao modo de deformação volumétrica;

 $\alpha_p^s$  – variável interna de plasticidade associada ao modo de deformação por cisalhamento;

 $\alpha_d^v$  – variável interna de dano associada ao modo de deformação volumétrica;

 $\alpha_d^s$  – variável interna de dano associada ao modo de deformação por cisalhamento.

Função potencial de dissipação de energia (Einav et al., 2007):

$$d = \left(\frac{p_{y}}{2}\right) \left(\dot{\alpha}_{p}^{v} + R_{d}^{v} \dot{\alpha}_{d}^{v} + \sqrt{\left(r_{p} \dot{\alpha}_{p}^{v}\right)^{2} + \left(r_{d} R_{d}^{v} \dot{\alpha}_{d}^{v}\right)^{2} + \left(r_{p} M \dot{\alpha}_{p}^{s}\right)^{2} + \left(r_{d} M R_{d}^{s} \dot{\alpha}_{d}^{s}\right)^{2}}\right) \ge 0$$
(2)

onde:

 $p_y$  – tensão de pré-adensamento isotrópica corrente;

r<sub>p</sub> – fator de influência devido à plastificação;

 $r_{\rm d}$  – fator de influência devido ao dano.

onde

$$R_d^{\nu}(p, \alpha_d^{\nu}) = \frac{\kappa^*}{(1 - \alpha_d^{\nu})^2} \left( \log\left(\frac{p}{p_0}\right) - 1 \right)$$
(3)

$$R_d^s(q,\alpha_d^s) = \frac{q}{6G(1-\alpha_d^s)^2} \tag{4}$$

A relação entre o efeito de dano e o efeito de plasticidade é regulada pela proporção entre os parâmetros  $r_p/r_d$ , que estão relacionados pela expressão:

$$\frac{1}{r_p^2} + \frac{1}{r_d^2} = 1$$
(5)

A função de escoamento y (em termos de tensões generalizadas de dissipação) é expressa por:

$$y = \left(\frac{\chi_{p}^{v} - p_{y}/2}{r_{p}}\right)^{2} + \left(\frac{\chi_{d}^{v} - R_{d}^{v} p_{y}/2}{r_{d} R_{d}^{v}}\right)^{2} + \left(\frac{\chi_{p}^{s}}{r_{p} M}\right)^{2} + \left(\frac{\chi_{d}^{s}}{r_{d} M R_{d}^{s}}\right)^{2} - \left(\frac{p_{y}}{2}\right)^{2} = 0$$
(6)

onde

 $\chi_{p}^{v}$  – tensão generalizada de plastificação associada à variável interna  $\alpha_{p}^{v}$ ;  $\chi_{p}^{s}$  – tensão generalizada de plastificação associada à variável interna  $\alpha_{p}^{s}$ ;

 $\chi_d^v$  – tensão generalizada de dano associada à variável interna  $\alpha_d^v$ ;

 $\chi_d^s$  – tensão generalizada de dano associada à variável interna  $\alpha_d^s$ ;

M-declividade da linha de estado crítico.

A função de escoamento no espaço real de tensões é obtida tendo em conta o princípio de ortogonalidade de Ziegler, que implica que  $\chi_p^v = \overline{\chi}_p^v$ ,  $\chi_p^s = \overline{\chi}_p^s$ ,  $\chi_d^v = \overline{\chi}_d^v$  e  $\chi_d^s = \overline{\chi}_d^s$ , onde:

$$\overline{\chi}_{p}^{\nu} = -\frac{\partial g}{\partial \alpha_{p}^{\nu}} = p \tag{7}$$

$$\overline{\chi}_{d}^{\nu} = -\frac{\partial g}{\partial \alpha_{d}^{\nu}} = \frac{\kappa^{*} p}{\left(1 - \alpha_{d}^{\nu}\right)^{2}} \left(\log\left(\frac{p}{p_{0}}\right) - 1\right)$$
(8)

$$\overline{\chi}_{p}^{s} = -\frac{\partial g}{\partial \alpha_{p}^{s}} = q \tag{9}$$

$$\overline{\chi}_{d}^{s} = -\frac{\partial g}{\partial \alpha_{d}^{s}} = \frac{q^{2}}{6G(1-\alpha_{d}^{s})^{2}}$$
(10)

Substituindo as expressões de (7) a (10) em (6), obtém-se a expressão da função de escoamento y, em termos de tensões triaxiais  $p \in q$ :

$$y = \left(p - \frac{p_y}{2}\right)^2 + \left(\frac{q}{M}\right)^2 - \left(\frac{p_y}{2}\right)^2 \le 0$$
(11)

onde a pressão corrente de pré-adensamento  $(p_y)$  pode ser escrita de forma geral como uma função da pressão inicial de pré-adensamento  $(p_{y0})$  e das variáveis internas de plasticidade e dano:

$$p_{y} = p_{y0} \left( \alpha_{p}^{v}, \alpha_{d}^{v}, \alpha_{d}^{s} \right) = p_{y0} . \Pi \left( \alpha_{p}^{v} \right) \sqrt{\Gamma \left( \alpha_{d}^{v} \right) \Gamma \left( \alpha_{d}^{s} \right)}$$
(12)

Na expressão (26) foram assumidas, por Einav et al. (2007), como funções convenientes:

$$\Pi\left(\alpha_{p}^{\nu}\right) = \exp\left(\alpha_{p}^{\nu} / \left(\lambda^{*} - \kappa^{*}\right)\right)$$
(13)

$$\Gamma\left(\alpha_{d}^{\nu}\right) = \delta_{rem} + \left(1 - \delta_{rem}\right) \exp\left(-3\left(\alpha_{d}^{\nu}/\left(1 - \alpha_{d}^{\nu}\right)\right)\left((1 - D_{95})/D_{95}\right)\right)$$
(14)

$$\Gamma(\alpha_d^s) = \delta_{rem} + (1 - \delta_{rem}) \exp(-3.(\alpha_d^s / (1 - \alpha_d^s)))((1 - D_{95}) / D_{95}))$$
(15)

onde:

 $\delta_{rem}$  – fator de pressão de pré-adensamento residual remanescente após o dano atingir o limite;  $D_{95}$  – fator correspondente ao estado em que é alcançado 95% do dano sobre o decaimento do intervalo de  $p_{v0}$  a  $p_{v-rem}$  ( $D_{95} = 0.93^{1}$ ).

A função (12) deve ser ajustada a partir de ensaios de compressão isotrópica de solos. Esta função contém as informações essenciais de endurecimento/amolecimento e de deformabilidade do material.

A Figura 1 mostra a curva de tensão de pré-adensamento  $p_y$ , expressa de forma genérica pela equação (26), que representa a evolução de  $p_y$  após ser atingido o escoamento em  $p_{y0}$ . Na Figura 1  $\kappa^*$  é o índice de recompressão relacionado com o módulo elástico volumétrico e  $\lambda^*$  é o índice de compressão, relacionado com a inclinação da reta virgem, do ensaio de compressão isotrópica.

Na Figura 1 pode ser observado que o dano afeta os módulos de elasticidade, reduzindo-os à medida que o dano aumenta. As equações (A26) e (A27), apresentadas no apêndice, mostram a variação do módulo de compressibilidade volumétrica  $\kappa^*$  e do módulo cisalhante G, com a evolução do dano.

A constatação da presença do dano, no ensaio de compressão isotrópica, é indicada pela curvatura da reta virgem e pelo aumento da inclinação do trecho de descarregamento em relação ao trecho de recarregamento inicial.



Fig. 1 – Comportamento tensão-deformação do modelo hiperplástico MCC com dano acoplado sob compressão isotrópica.

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> O valor correspondente a D<sub>95</sub> deve ser 0.95 e não 0.93, como indicado no artigo de Einav *et al.*(2007).

A adoção de valor  $r_p = 1,0$  (e  $r_d = \infty$ , pela equação (5)) implica em comportamento elasto-plástico perfeito com comportamento retilíneo do trecho de compressão de "reta" virgem após ser atingida tensão de pré-adensamento isotrópica  $p_{y0}$ . O adotar  $r_p > 1,0$  implica em curvatura no trecho de "reta" virgem (Fig. 1) decorrente de dano, e redução de rigidez do material com o aumento de tensão de compressão isotrópica. E à medida que aumenta o valor de  $r_p$  aumenta a declividade da assíntota ao trecho final de nova compressão. Como a menor inclinação da reta virgem corresponde a  $r_p = 1,0$ , se a curva de ensaio mostrar curvatura indicará presença de dano, e neste caso o ajuste dos parâmetros  $r_p > 1,0$  e  $\lambda$ \* deve ser feito por tentativas para ajustar a função  $p_y$  (12) à curva de ensaio de compressão isotrópica.

A função  $p_y$  (12) permite representar a variação de índice de vazios estudada por Liu e Carter (2006), com o emprego das variáveis internas de dano, realizando o mesmo efeito que o parâmetro de desestruturação *b* introduzido por estes autores. Nesta abordagem direta basta determinar o comportamento de compressão isotrópica para o solo em estado natural. Não é necessário o ensaio adicional para determinar a reta ICL\*, de variação de índices de vazios sob compressão isotrópica para material completamente remoldado.

A formulação do modelo é concluída com a especificação da segunda condição de escoamento em função da resistência última ao cisalhamento, que no MCC é a condição de estado crítico,  $q_u = M.p$ , que pode ser reescrita como:

$$y = q - M.p = 0 \tag{16}$$

A esta função de escoamento corresponde uma função de dissipação conjugada, que apresenta a seguinte forma geral (Puppi, 2008):

$$d^{r} = \overline{\chi}_{p}^{v} \dot{a}_{p}^{v} + \overline{\chi}_{p}^{s} \dot{a}_{p}^{s}$$
(17)

Na definição da equação (17) assume-se que ao ser atingida condição de estado crítico, não haja mais dissipação de energia por efeito de dano e que a continuação do processo só dissipe energia por efeito de plastificação continuada, que deve implicar também em incrementos de variável interna de modo volumétrico tendente a zero.

A operação de derivação direta sobre a função de energia potencial (1) permite estabelecer expressões para as deformações  $\varepsilon_v \in \varepsilon_s$ , relacionadas com as tensões triaxiais *p* e *q*:

$$\varepsilon_{\nu} = -\frac{\partial g}{\partial p} = \frac{\kappa^*}{\left(1 - \alpha_d^{\nu}\right)} \log\left(\frac{p}{p_0}\right) + \alpha_p^{\nu}$$
(18)

$$\varepsilon_s = -\frac{\partial g}{\partial q} = \frac{q}{3G(1 - \alpha_d^s)} + \alpha_p^s \tag{19}$$

Essas expressões representam deformações finitas correspondentes ao estado de tensão (p, q) e permitem a construção de curvas de ensaios triaxiais.

Expressões para os incrementos de deformação volumétrica e de distorção foram determinadas visando a implementação do modelo a métodos numéricos incrementais (Puppi, 2008). Tais expressões foram obtidas por derivação de (18) e (19), em relação ao "tempo", ou seja:

$$\dot{\varepsilon}_{v} = \frac{\kappa^{*}}{\left(1 - \alpha_{d}^{v}\right)} \left[ \frac{\dot{\alpha}_{d}^{v}}{\left(1 - \alpha_{d}^{v}\right)} \cdot \log\left(\frac{p}{p_{0}}\right) + \left(\frac{\dot{p}}{p}\right) \right] + \dot{\alpha}_{p}^{v}$$
(20)

$$\dot{\varepsilon}_{s} = \frac{1}{3G(1-\alpha_{d}^{s})} \left[ \dot{q} + \left( q \cdot \frac{\dot{\alpha}_{d}^{s}}{(1-\alpha_{d}^{s})} \right) \right] + \dot{\alpha}_{p}^{s}$$
(21)

É importante mencionar que a derivação em relação ao tempo deve ser lida como incrementos diferenciais. Por exemplo,  $\dot{\varepsilon}_v \rightarrow d\varepsilon_v$ ,  $\dot{\alpha}_p^v \rightarrow d\alpha_p^v$ , e assim por diante, desde que os incrementos são proporcionais aos incrementos de tempo considerados.

Os incrementos das variáveis internas de plasticidade e de dano:  $\dot{\alpha}_{p}^{v}, \dot{\alpha}_{p}^{s}, \dot{\alpha}_{d}^{v} e \dot{\alpha}_{d}^{s}$ , que aparecem nas expressões (20) e (21), podem ser obtidos a partir da regra de fluxo aplicada à função de escoamento. As expressões para sua determinação estão apresentadas no Apêndice.

Do exposto no apêndice é mostrado que a simulação de ensaios triaxiais pode ser construída de forma incremental, utilizando para relações entre incrementos de deformação e de tensão em regime elástico as equações:

$$\dot{\varepsilon}_{v} = \frac{\kappa^{*}}{\left(1 - \alpha_{d}^{v}\right)} \left(\frac{\dot{p}}{p}\right)$$
(22)

$$\dot{\varepsilon}_s = \frac{\dot{q}}{3G(1 - \alpha_d^s)} \tag{23}$$

E para as relações entre incrementos de deformação e de tensão em regime elasto-plástico a cada incremento de tensão, ou de deformação, deve ser resolvido o sistema de equações:

$$\begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} \\ A_{21} & A_{22} \end{bmatrix} \left\{ \dot{\varepsilon}_{v} \\ \dot{\varepsilon}_{s} \right\} = \begin{cases} \dot{p} \\ \dot{q} \end{cases}$$
(24)

As expressões dos coeficientes  $A_{ij}$  do sistema de equações estão descritas no Apêndice. A Figura 2 ilustra casos de incrementos de tensão no diagrama  $q \ge p$ .



Fig. 2 – Casos de incrementos de tensão.

Segundo Liu e Carter (2006), se o solo atinge a superficie de escoamento no "lado seco", ocorre amolecimento caso as condições de contorno permitam um ajuste adequado ao estado de tensão. Em caso contrário, pode-se prever ruptura catastrófica. Durante o processo de amolecimento, a estrutura do solo vai sendo destruída, e a superficie de escoamento contrai com o estado de tensão atual, permanecendo sempre sobre ele. Em tais casos, a superficie de escoamento contrai até o solo atingir um estado crítico de deformação, onde a estrutura do solo é completamente removida.

A influência do dano pode ser entendida, em termos de dissipação de energia aplicada a um volume de solo, como processo em que que parte da energia é dissipada por trabalho associado às deformações plásticas e parte é dissipada na destruição da estrutura do solo.

#### 2.1 - Modelo hiperplástico MCC com dano acoplado aplicado a solos estruturados

O efeito da estrutura do solo é refletido nos solos pré-adensados e solos residuais estruturados pela presença de resistência de pico de cisalhamento, que tende a um valor residual com o aumento da deformação e destruição da estrutura do material. A Figura 3 ilustra esta situação comumente observada em testes de cisalhamento direto.



Fig. 3 – Comportamento tensão-deformação típico de solos pré-adensados e de solos residuais estruturados em ensaios de cisalhamento direto.

Para modelo de solo sem estrutura, a superficie elíptica de escoamento dos modelos Cam-Clay existe apenas abaixo da linha de estado crítico (*LEC*), como mostrado na Figura 4(a), e pode sofrer expansão ou, eventualmente, contração. Por outro lado, modelos para solos estruturados aceitam a existência da superficie de escoamento acima da linha de estado crítico para trajetórias de tensão que atingem a superficie elíptica à esquerda do ponto médio, isto é, do ponto A na Figura 4(b). Neste caso a tentativa de continuar o carregamento deve induzir contração da superficie até um estado final de tensão sobre a linha de estado crítico, ou um estado linite de dano ser atingido. A contração da superficie de escoamento é obrigatória por refletir o comportamento expansivo do solo, com o desenvolvimento de incrementos de deformação plástica volumétrica negativa (de expansão) e que pode estar associado ao processo de destruição da estrutura por dano. Por outro lado, se a trajetória de tensão atinge ponto à direita do ponto A, sobre a superficie elíptica de escoamento, esta poderá sofrer contração ou expansão, dependendo de efeito prevalescente de dano ou de plastificação sobre a estrutura do solo.

Como a formulação aqui adotada utiliza critério de escoamento único para plastificação e dano, quando é utilizado  $r_p > 1,0$  ocorrerão plastificação e dano simultaneamente. O emprego de valor  $r_p = 1,0$  reproduz o modelo MCC, com consideração unicamente de plasticidade.



Fig. 4 – Superfícies de ruptura e escoamento em solos: (a) sem estrutura e (b) com estrutura.

#### 3 – RESULTADOS DE MODELAGEM COM O MCC

Para testar as rotinas de simulação para testes de tensão e deformação controlada, foram utilizados valores semelhantes aos usados por Einav *et al.* (2007) para uma argila sensível: módulo de recompressão  $\kappa^* = 0,005$ , módulo de compressão virgem  $\lambda^* = 0,090$ , módulo cisalhante G = 20.000 kPa, tensão de pré-adensamento isotrópica  $p_{y0} = 400$  kPa, M = 1,2 (inclinação da linha de estado crítico),  $p_0 = 25$  kPa,  $\delta_{rem} = 0,50$  e  $D_{95} = 0,93$ .

No trabalho de Puppi (2008) foram simuladas trajetórias de tensão de ensaios de compressão triaxial convencional, compressão sob tensão hidrostática constante, bem como extensão axial, para quatro valores iniciais de pressão hidrostática de consolidação:  $p_{ini} = 100, 200, 300 e 400 \text{ kPa}$ , que correspondem a OCR's isotrópicos iguais a 4, 2, 4/3 e 1, respectivamente. Também foram feitas simulações para obtenção de curvas tensão-deformação para ensaios de compressão não-drenada e compressão confinada (ensaio oedométrico).

A fim de verificar a influência da proporção plasticidade/dano, definida pela relação  $r_p/r_d$ , foram utilizadas três funções de tensão isotrópica de escoamento  $p_y$ , para valores de  $r_p = 1,0$ ,  $r_p = 1,1$  e  $r_p = 1,414$ , representadas na Figura 5. As deformações específicas são representadas em valores decimais.

#### 3.1 - Simulação de ensaios de compressão hidrostática

A Figura 5 mostra simulações de ensaios de compressão hidrostática obtidas com o emprego do modelo estruturado MCC (Puppi, 2008).

As curvas mostradas na Figura 5 mostram que para aumento de efeito de dano em relação ao efeito de plastificação, representado por  $r_p$  crescente (ou  $r_d$  decrescente) ocorre um aumento da inclinação da "reta virgem", tendendo a uma assintota vertical para  $r_p \rightarrow \infty$ . A interseção do prologamento das tangentes às retas virgens com o trecho de recarregamento determina o ponto da tensão de pré-adensamento residual remanescente, que é função do fator  $\delta_{rem}$  escolhido. Para solos a situação indicada de assintotal vertical, obtida para  $r_p \rightarrow \infty$ , e mesmo de  $r_p = 1,414$ , já não tem significado físico real, por implicarem em redução de volume com redução de tensão isotrópica. Desta forma, para uso prático o valor limite de  $r_p$  não deve produzir tangente que ultrapasse a direção vertical no ponto inicial de carregamento virgem, limitando a faixa de variação de  $r_p$  entre 1,0 e 1,2.



**Fig. 5** – Curvas de compressão isotrópica  $\varepsilon_v \propto \log p$ – (Puppi, 2008).

#### 3.2 – Simulação de ensaios CTC

A Figura 6 mostra as trajetórias de tensão de solo adensado até tensão  $p_{y0} = 400$  kPa e submetido a ensaio drenado de compressão triaxial sob tensões confinantes de 50 a 400 kPa. Nestas simulações, para as tensões de confinamento de 50, 75 e 100 kPa, o escoamento é inicialmente alcançado logo acima da envoltória de ruptura, à esquerda do ponto crítico. Para as tensões de confinamento de 200, 300 e 400 kPa, a condição de escoamento sobre a superfície elíptica é alcançada, à direita do ponto crítico. No caso mostrado na Figura 6, para  $r_p = 1,1$ , ocorre efeito de endurecimento, por plastificação e efeito de amolecimento por dano. Neste caso, o efeito de endurecimento por plastificação é predominante sobre o efeito de dano e ocorre aumento da tensão de pré-adensamento corrente  $p_y$ , o que implica na expansão da superfície elíptica de escoamento com o carregamento. Para as tensões confinantes de 50, 75 e 100 kPa, pelo contrário, o efeito combinado de plastificação e dano produz diminuição da tensão de pré-adensamento corrente  $p_y$  que leva a contração da superfície elíptica de escoamento.

A Figura 7 mostra as curvas tensão-deformação em gráfico  $q \ge \varepsilon_s$ , correspondentes às trajetórias de tensão apresentadas na Figura 6.

A Figura 7 mostra curvas para deformações que excedem os limites aceitáveis para pequenas deformações ( $\varepsilon_s \approx 0,1$ ), mas que foram computadas para avaliar a estabilidade das funções utilizadas no modelo.



Fig. 6 – Trajetórias de tensão de ensaios CTC drenados, para  $r_p = 1,1$  (Puppi, 2008).



Fig. 7 – Curvas tensão-deformação de simulação de ensaios –  $q \ge \varepsilon_s$  para  $r_p = 1, 1 - (Puppi, 2008)$ .

Na Figura 8 é apresentada a relação  $\varepsilon_v \propto \varepsilon_s$ . Para as tensões confinantes de 50 a 100 kPa ocorre trecho inicial de compressão volumétrica, até ser atingida a superfície de escoamento correspondente à tensão inicial de pré-adensamento, e a seguir ocorre expansão até ser atingida condição de estado crítico.



**Fig. 8** – Curvas  $\varepsilon_v \propto \varepsilon_s$  para  $r_p = 1,1$  de simulação de ensaios CTC – (Puppi, 2008).

Para as tensões confinantes de 200 a 400 kPa todo o carregamento se processa com redução de volume, que estabiliza ao ser atingida condição de estado crítico.

Para efeito de comparação do efeito de dano apresenta-se simulação de ensaio CTC para caso de  $r_p = 1,0$ . Neste caso, mostrado na Figura 9, o modelo corresponde ao MCC tradicional, com comportamento elasto-plástico, sem dano.



**Fig. 9** – Curvas tensão-deformação de simulação de ensaios –  $q \ge \varepsilon_s$  para  $r_p = 1,0$  – (Puppi, 2008).

Para solo normalmente adensado, com  $p_{ini} = 400$  KPa, a curva da Fig. 9 ( $r_p = 1,0$ ) mostra que o valor de q para  $\varepsilon_s = 0,1$  é da ordem de 550 kPa e para a curva da Fig. 7 ( $r_p = 1,1$ ) o valor de q para  $\varepsilon_s = 0,1$  é da ordem de 380 kPa. A incorporação do efeito de dano reduz a inclinação das curvas, o que é o resultado da redução de rigidez do material, traduzido pela redução das suas constantes elásticas.

#### 3.3 - Simulação de ensaios de compressão confinada

A Figura 10 reproduz curvas de trajetórias de tensão  $q \ge p$  de testes de compressão confinada, para casos de OCRs isotrópicos iguais a 4, 2 e 4/3 e  $r_p = 1,0$ .

Durante a fase de recompressão do solo, que ocorre sob regime elástico, as trajetórias de tensão são não-lineares. Após ser atingida condição de escoamento sobre a superfície elíptica correspondente à tensão de pré-adensamento  $p_{y0} = 400$  kPa, as trajetórias de tensão para a fase elastoplástica tendem para uma trajetória retilínea única de tensões, cujo prolongamento passa pela origem. Esta trajetória única corresponde a estado de argila normalmente adensada.



**Fig. 10** – Trajetórias de tensão q x p, para compressão confinada (ensaio oedométrico) – (Puppi, 2008).

Na Figura 11 são apresentadas as curvas de simulação de ensaio de compressão confinada  $\varepsilon_v x$ log  $\sigma_v$  para argila de tensão de pré-adensamento  $p_{y0} = 400$  kPa correspondentes às trajetórias de tensões mostradas na Figura 10. Às tensões de compressão inicial isotrópica de 100, 200 e 300 kPa, correspondem OCRs isotrópicos iguais a 4, 2 e 4/3, respectivamente.

Cabe observar, do exame da Figura 11, que para a tensão de pré-adensamento isotrópica de  $p_{y0} = 400 \text{ kPa}$ , nas simulações de compressão confinada os valores determinados da maneira habitual nos ensaios de solos indicariam tensões de pré-adensamento  $\sigma'_{vm} \approx 450 \text{ kPa}$ . Na Figura 10, pode-se determinar as coordenadas dos pontos em que as trajetórias de tensão atingem a envoltória de escoamento. Com o valor de *p* da Figura 10 e com o valor de  $\sigma'_{vm}$  da Figura 11, pode-se estimar ainda o valor da tensão normal horizontal  $\sigma'_h$  no instante do escoamento, já que  $p = (\sigma'_{vm}+2\sigma'_h)/3$ .





**Fig. 11** – Simulação de ensaios de compressão confinada  $\varepsilon_v \propto \log \sigma'_v$  – (Puppi, 2008).

A comprovação das trajetórias de tensão exige o uso de célula de adensamento em que se possa medir a tensão horizontal atuante, o que não é usual nos ensaios de adensamento.

## 4 - MODELAGEM DE SOLO RESIDUAL ESTRUTURADO

O modelo foi aplicado a um solo residual saprolítico de basalto, da cidade de Teutônia, no estado do Rio Grande do Sul, no sul do Brasil, estudado por Denardin (2005). Os parâmetros para calibrar o modelo foram determinados a partir de ensaios de compressão isotrópica e de compressão triaxial. Os ensaios de compressão isotrópica permitem a determinação do índice de recompressão ( $\kappa^*$ ), índice de compressão ( $\lambda^*$ ) e tensão de pré-adensamento ( $p_{y0}$ ). Os ensaios de compressão triaxial permitem a definição do parâmetro M, função do ângulo de atrito interno  $\phi$ ', e do módulo cisalhante G. Os outros dois parâmetros  $\delta_{rem} e D_{95}$  foram escolhidos de forma a modelar a evolução conveniente de  $p_y$  com a variação das variáveis internas.

A Figura 12 mostra resultados de ensaios de compressão isotrópica plotados em termos de índice de vazios x  $\log p^2$ .

A fim de determinar os parâmetros de compressibilidade  $\kappa^*$  e  $\lambda^*$  para a amostra de solo indeformado, o gráfico *e* x log *p*' da Figura 12 foi replotado em termos de deformação volumétrica  $\varepsilon_v$  x log *p*', como mostrado na Figura 13.

As declividades das tangentes (em linhas tracejadas) ao trecho de recompressão e à reta virgem na Figura 13 conduzem aos valores  $\kappa^* = 0,00415$  e  $\lambda^* = 0,10598$ . Estas declividades são calculadas tomando dois pontos A e B sobre as retas e determinando a razão  $\Delta \varepsilon_v/(\log \sigma_B - \log \sigma_A)$ . O ponto onde as tangentes se interceptam define o valor da tensão de escoamento isotrópica tomado igual a  $p_{y0} = 350$  kPa, como indicado por Denardin (2005). O aspecto linear da reta virgem indica que não há decaimento em  $p_{y0}$ , de forma que  $\delta_{rem}$  foi tomado igual a 1,0 e  $D_{95}$  foi mantido igual a 0,93. A limitação do valor da variável de dano, que varia de 0 a 1,0, em valor máximo próximo de 1,0 tem como objetivo evitar divisão por zero em (14), (15), (18), (19), (22) e (23).



Fig. 12 – Curvas  $e \ge \log p'$  de ensaios de compressão isotrópica, para amostra indeformada e amostra reconstituída (Denardin, 2005).



**Fig. 13** – Curvas  $\varepsilon_v \ge \log p'$  de ensaios de compressão isotrópica, para uma amostra indeformada, adaptado de Denardin (2005).

Em ensaios CID (ensaios de compressão triaxial drenada com consolidação isotrópica) Denardin (2005) observou valores de deformações axiais iniciais iguais a 0,25% para  $\Delta \sigma_1 = 150$  kPa e 0,30% para  $\Delta \sigma_1 = 250$  kPa, para ensaios com tensões confinantes de 800 e 1200 kPa, respectivamente. Para estes valores correspondem módulos de Young de 60 MPa e 83,3 MPa, respectivamente. Para determinar *G* foi tomado um valor médio de *E* =70 MPa e valor do módulo volumétrico *K* = 12,9 MPa, obtido do ensaio de compressão isotrópica. Finalmente, empregando a relação entre os parâmetros da elasticidade, *G* = 3.*K.E*/(9*K* – *E*), foi obtido valor de *G* = 58 MPa.

A determinação do parâmetro M, está baseada na Figura 14. A declividade da envoltória  $q \ge p$ é igual a 1:M. Este solo residual mostra envoltória aproximadamente linear passando pela origem (linha azul). A figura mostra trajetória de tensões de ensaio CIU (ensaio de compressão triaxial nãodrenada com consolidação isotrópica), começando em p = 350 kPa. Esta tensão corresponde à tensão de escoamento determinada por Denardin (2005). Esta trajetória de tensões ajusta-se bem a uma elipse passante pela origem. Para completar as hipóteses do modelo, foi escolhida uma linha passando pela origem e pelo ponto médio da elipse. Esta linha difere pouco da envoltória  $p \ge q$  até p = 600 kPa. Para níveis mais elevados de tensão o modelo torna-se menos confiável, e as resistências ao cisalhamento passam a ser superestimadas. Com base nestas considerações, foi determinado valor de M = 1,0984.



Fig. 14 – Envoltória  $q \ge p$  de ensaios triaxiais, para amostras indeformadas, adaptado de Denardin (2005).

A Figura 15 mostra o resultado da calibração do modelo com a simulação do ensaio de compressão isotrópica. Foi aqui empregado um processo iterativo que levou ao valor de  $r_p = 1,025$  para ajustar o modelo aos dados experimentais. Como o aumento do valor de  $r_p$  produz aumento da declividade da reta virgem, o valor foi sendo aumentado, a partir de 1, até produzir aproximação com a curva de ensaio mostrada na Figura 15. E à medida que o valor de  $r_p$  vai crescendo a influência do dano vai se tornando mais pronunciada sobre o comportamento tensão-deformação. Entretanto, para este solo, em função do valor utilizado para  $r_p = 1,025$  ser muito próximo de 1,0, o comportamento simulado foi muito próximo do modelo MCC tradicional.



Fig. 15 – Ensaio de compressão isotrópica para amostra indeformada e curva de simulação obtida com o MCC, adaptado de Denardin (2005).



**Fig. 16** – Curvas  $\varepsilon_v \propto \log \sigma_v$  de ensaios oedométricos sobre amostra indeformada e curva de simulação determinada com o MCC, adaptado de Denardin (2005).

O ajuste da curva calculada para o ensaio isotrópico poderia ser melhorado se o ensaio de compressão isotrópica tivesse trecho de descarregamento. Infelizmente o ensaio realizado por Denardin (2005) mostra apenas o processo de carregamento. O trecho de descarregamento é mais

favorável para capturar o comportamento elástico do solo e permite obter melhor definição do índice de recompressão  $\kappa^*$ .

Finalmente, a Figura 16 mostra resultados de ensaio de compressão confinada (ensaio oedométrico) e de simulação obtida com o uso do MCC.

Os trechos de carregamento inicial (recompressão) e de descarregamento, na simulação de ensaio oedométrico por meio do MCC, são controlados pelo parâmetro  $\kappa^*$ , determinados pelo trecho de recompressão e pelo valor da variável interna de dano  $\alpha_d^v$ , acumulada até o início do descarregamento. Se o parâmetro  $\kappa^*$  houvesse sido determinado com o emprego de dados de descarregamento no ensaio de compressão isotrópica, os resultados mostrados na Figura 16 provavelmente mostrariam melhor ajuste.

O caso apresentado, de solo residual saprolítico de basalto, teve por fim mostrar a maneira de determinação dos parâmetros de ajuste do modelo e os ensaios envolvidos na calibração. Como este solo mostrou comportamento de consolidação isotrópica com trecho de reta virgem retilíneo o comportamento não mostra influência de dano e a simulação é praticamente a do modelo MCC tradicional.

## 5 – CONCLUSÕES

O modelo apresentado neste artigo é desenvolvido com base em dois potenciais de energia, ou seja, um potencial de energia livre e outro para a dissipação de energia, ambos estabelecidos por Einav *et al.* (2007) e retrata caso de modelo Cam-Clay Modificado associando plasticidade e dano.

São apresentados resultados de modelagem de ensaios para argila com os parâmetros utilizados por Einav *et al.* (2007), para simulação de ensaios de compressão isotrópica, ensaios drenados de compressão triaxial convencional (ensaios CTC), e de trajetórias de tensão e curvas de variação de  $\varepsilon_v x \log \sigma'_v$ , para ensaios de compressão confinada. As simulações foram feitas para diferentes razões de pré-adensamento e parâmetro  $r_p = 1,1$ , o que implica em consideração de alguma influência de dano associado. A comparação de resultados de ensaios CTC simulados com parâmetro  $r_p = 1,0$ , mostra que a consideração de dano permite modelar a redução de rigidez do solo, que decorre do efeito de redução das constantes elásticas.

No item 4 estão apresentados os resultados de aplicação do modelo para reprodução de curvas de ensaio para um solo residual saprolítico de basalto, de Teutônia, RS. As curvas reproduzidas são as de ensaio de compressão isotrópica e de compressão confinada (ensaio oedométrico). A curva de compressão isotrópica é utilizada para a avaliação de parâmetros do modelo, e a de compressão confinada foi determinada a partir dos parâmetros determinados inicialmente.

Os resultados da simulação com os dados do solo residual saprolítico, não evidenciaram efeito de dano e a simulação apresentou resultados similares aos de modelo MCC tradicioanal.

#### 6 - AGRADECIMENTOS

O primeiro autor deste trabalho, Puppi, agradece imensamente ao apoio recebido nas disciplinas do curso de doutorado no PPGMNE do CESEC da UFPR, e na orientação do seu trabalho de tese aos seus orientadores: professora Mildred Ballin Hecke e professor Celso Romanel.

# 7 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Basan, R.; Marohnić, T. (2016). *Constitutive Modeling and Material Behavior*. Interim Report, University of Rijeka, Croatia.
- Chaboche, J. L. (1988). *Theoretical and Applied Mechanics*. Proceedings of the XVIIth International Congress of Theoretical and Applied Mechanics, Grenoble, France, p. 41-53, 21-27.

- Collins, I. F.; Tai, A. (2005). *What has Thermo-mechanics to offer Geo-mechanics*? The 11th Int. Conf. of IACMAG, Turin Italy, June, pp. 19-24.
- Collins, I. F.; Houlsby, G. T. (1997). Application of thermomechanical principles to the modeling of geotechnical materials. Proc. Royal. Soc. Lond, Londres, nº 453, pp. 1975-2001.
- Denardin, A. P. (2005). Estudo do comportamento mecânico de um solo saprolítico de basalto de *Teutônia, RS*. Dissertação de mestrado, UFRGS, Porto Alegre, Brasil.
- Einav, I.; Houlsby, G. T.; Nguyen, G. D. (2007). Coupled damage and plasticity models derived from energy and dissipation models. Int. Journal of Solids and Structures, Ed. Elsevier, V. 44, pp. 2487-2508.
- Houlsby, G.T.; Puzrin, A.M. (2000). A Thermomechanical Framework for Constitutive Models for Rate-Independent Dissipative Materials. Int. Jnl. Plast, V.16, nº 9, pp. 1017-1047.
- Kachanov, L. M. (1958). *Time of the Rupture Process under Creep Conditions*. IVZ Akad. Nauk, S.S.R., Otd. Tech. Nauk, 8, pp. 26-31.
- Lemaitre, J. (1985). *Coupled Elasto-Plasticity and Damage Constitutive Equations*. Comput. Mech. Appl. Eng. nº 51, pp. 31-49.
- Liu, M. D.; Carter, J. P. (2006). A Structured Cam-Clay Model. Research Report No. R 814, Centre for Geotechnical Research, Australia.
- Osman, A. S.; Birchall, T. J. (2015). *Modelling tertiary creep in geomaterials using a continuum damage mechanics approach*. Geomechanics from Micro to Macro, Soga et al. (Eds.), Taylor & Francis Group, London, ISBA 978-1-138-02707-7, pp. 705-708.
- Puppi, R. F. K. (2008). Implementação de modelo constitutivo hiperplástico com dano acoplado aplicado a solos residuais. Tese de doutorado, PPGMNE Cesec-UFPR, Brasil.
- Ziegler, H. (1983). An introduction to thermomechanics. 2a. Ed. Amsterdam, North-Holland.

# APÊNDICE

### A.1. FORMULAÇÃO

A descrição a seguir apresenta abordagem usada por Einav *et al.* (2007) para derivar a formulação de um modelo consitutivo termomecânico. Esta abordagem foi originalmente usada por Puzrin e Houlsby (2000) para derivar modelos elasto-plásticos dentro da hiperplasticidade. Os processos de tensão-deformação dos solos são idealizados como processos independentes do tempo, isotérmicos, e envolvendo apenas pequenas deformações. A formulação é inicialmente apresentada em termos de um número arbitrário de variáveis internas. Admite-se que o estado local do material pode ser completamente definido através do conhecimento de: (a) um tensor de deformações  $\boldsymbol{\varepsilon}$ , (b) um conjunto de variáveis internas  $\tilde{\alpha}_i$ ,  $\mathfrak{I} = \mathfrak{I}(\tilde{\alpha}_1, \dots, \tilde{\alpha}_N)$ , e (c) a entropia *s*, embora esta não entre na formulação, para casos isotérmicos.

A primeira e a segunda lei da termodinâmica foram expressas de forma combinada por Collins e Tai (2005), para representar processo de tensão-deformação isotérmico de um contínuo sujeito a pequenas deformações, como:

$$\widetilde{W} = \dot{U} + \widetilde{\Phi}$$
 onde  $\widetilde{W} = \boldsymbol{\sigma} : \dot{\boldsymbol{\epsilon}} \ e \ \widetilde{\Phi} \ge 0$  (A1)

 $U(\varepsilon, \Im, s)$  – função de energia livre e  $\dot{U} = dU/dt$  sua derivada em relação ao tempo;

 $\widetilde{W}$  – taxa de trabalho realizado por unidade de tempo  $\sigma : \dot{\varepsilon} = \sum_{i=1}^{3} \sum_{j=1}^{3} \sigma_{ij} (d\varepsilon_{ij} / dt);$ 

 $\widetilde{\Phi}$  – taxa de dissipação de energia.

A função de energia livre U varia de acordo com as "variáveis de estado" que definem de forma única o estado atual do elemento contínuo. O uso de "~" para a taxa de trabalho e taxa de dissipação é utilizado para indicar que, diferentemente de  $\dot{U}$ , essas funções não são derivadas em relação ao tempo de uma função qualquer de estado, e que suas integrais em relação ao tempo são dependentes da trajetória de tensões ou de deformações.

A primeira lei da termodinâmica estabelece a existência de uma função de estado chamada energia interna U. Em condições isotérmicas, esta função pode ser substituída pela função de energia livre de Helmholtz  $f = f(\boldsymbol{\varepsilon}, \boldsymbol{\Im})$ , que depende apenas de variáveis de estado cinemáticas. Por meio de uma transformação de Legendre, aplicada sobre a função potencial de Helmholtz, pode-se obter a função potencial de energia livre de Gibbs  $g = g(\boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{\Im})$ , onde  $\boldsymbol{\sigma}$  é o tensor de tensões. Os dois potenciais de energia, de Helmholtz e de Gibbs, estão relacionados um ao outro pela transformação.

$$g(\boldsymbol{\sigma}, \,\mathfrak{I}) = f(\boldsymbol{\varepsilon}, \,\mathfrak{I}) - \boldsymbol{\sigma} : \boldsymbol{\varepsilon}$$
(A2)

$$\boldsymbol{\sigma}: \boldsymbol{\varepsilon} = \sum_{i=1}^{3} \sum_{j=1}^{3} \boldsymbol{\sigma}_{ij}.\boldsymbol{\varepsilon}_{ij} - \boldsymbol{\varepsilon} \text{ uma forma de produto (interno) tensorial da Mecânica do Contínuo;}$$

Da derivação da equação (A2) em relação às componentes de tensão, sendo definido o potencial de energia livre g de Gibbs, então:

$$\varepsilon = -\partial g / \partial \sigma$$
 ou  $\varepsilon_{ij} = -\partial g / \partial \sigma_{ij}$  (A3)

As variáveis internas tensoriais de primeira ordem  $\tilde{\alpha}_i$  ou de segunda ordem  $\tilde{\alpha}_{ij}$ , são associadas a tensões generalizadas definidas respectivamente como (Einav *et al.*, 2007):

$$\chi_i = -\frac{\partial g}{\partial \widetilde{\alpha}_i} = -\frac{\partial f}{\partial \widetilde{\alpha}_i}$$
 ou  $\chi_{ij} = -\frac{\partial g}{\partial \widetilde{\alpha}_{ij}} = -\frac{\partial f}{\partial \widetilde{\alpha}_{ij}}$  (A4)

É aceito que a dissipação mecânica d é uma função estritamente não-negativa do estado de tensões e das variáveis internas e de suas taxas de variação, isto é:  $d = d(\mathfrak{PS}, \mathfrak{T}) \ge 0$ . A função d aqui referida é a mesma função  $\tilde{\Phi}$  de (A1), ou seja,  $d = \tilde{\Phi}$ . Em casos de processos independentes do tempo, a função de dissipação é uma função homogênea de primeira ordem das taxas de variáveis internas, o que pode ser expresso pela equação de Euler, para variáveis internas constituídas por tensores de primeira ou segunda ordem, respectivamente como:

$$d = \widetilde{\Phi} = \sum_{i=1}^{N} \left( \frac{\partial d}{\partial \dot{\widetilde{\alpha}}_{i}} \right) \bullet \dot{\widetilde{\alpha}}_{i} = \sum_{i=1}^{N} \chi_{i} \bullet \dot{\widetilde{\alpha}}_{i} \quad \text{ou} \quad d = \widetilde{\Phi} = \sum_{i=1}^{N} \sum_{j=1}^{N} \frac{\partial d}{\partial \alpha_{ij}} \bullet \dot{\alpha}_{ji} = \sum_{i=1}^{N} \sum_{j=1}^{N} \chi_{ij} \bullet \dot{\alpha}_{ij} \quad (A5)$$

 $\chi_i = \partial d / \partial \dot{\alpha}_i$ , ou  $\chi_{ij} = \partial d / \partial \dot{\alpha}_{ij}$  – tensão generalizada de dissipação;

Do princípio de ortogonalidade de Ziegler (1983), que estabelece condição mais restritiva do que a termodinâmica, é possível escrever que  $\chi_i = \overline{\chi}_i$ , ou  $\chi_{ij} = \overline{\chi}_{ij}$  para qualquer  $i, j \in [1, N]$ . Esta escolha de tensor de tensões generalizadas de dissipação, baseado no princípio de Ziegler, implica na escolha do tensor que produz a mesma energia de dissipação e a máxima entropia.

Collins e Houlsby (1997) observam que é a tensão generalizada  $\chi_{ij}$  que entra no produto interno com  $\dot{\tilde{\alpha}}_{ij}$  na expressão da função de dissipação (A5) e não a tensão real. A diferença entre estes dois tensores é um tensor  $\rho_{ij}$  denominado de *tensor de arraste*.

$$\rho_{ij} = \sigma_{ij} - \chi_{ij} \tag{A6}$$

que é responsável pelo deslocamento da superfície de escoamento no espaço de tensões na plasticidade cinemática.

A função dissipativa *d*, pode então ser expressa de forma geral, para processos independentes do tempo, em função do estado de tensões e das taxas das variáveis internas, como:

$$d = d\left(\mathbf{p}; \mathbf{\tilde{y}}\right) \ge 0 \tag{A7}$$

A função de dissipação *d* empregada neste modelo é associada a uma função única de escoamento *y* para plastificação e dano, por um caso particular de transformação degenerada de Legendre, através da equação:

$$\lambda y = \sum_{i=1}^{N} \overline{\chi}_{i} \bullet \dot{\widetilde{\alpha}}_{i} - d = 0$$
(A8)

*y* – função de escoamento *y* = *y* ( $\boldsymbol{\sigma}$ ,  $\Im$ ,  $\Re$ );  $\Re$  – conjunto de tensões dissipativas  $\Re \equiv \Re(\overline{\chi}_1, ..., \overline{\chi}_N)$ ; E a partir da equação (A8) a *i*-ésima *tensão generalizada de dissipação* pode agora ser obtida por derivação da equação em relação às taxas de variação das variáveis internas, como:

$$\overline{\chi}_i = \partial d / \partial \dot{\widetilde{\alpha}}_i \quad \text{ou} \quad \overline{\chi}_{ij} = \partial d / \partial \dot{\widetilde{\alpha}}_{ij}$$
(A9)

A função de escoamento y é uma função que deve ser expressa no espaço N-dimensional do conjunto de tensões dissipativas generalizadas  $\Re$ . Desta forma existem N regras de fluxo que correspondem à essa superfície única de escoamento, todas elas contendo um multiplicador  $\lambda$  comum, não-negativo, tal que os incrementos de variáveis internas obedecem a

$$\dot{\widetilde{\alpha}}_i = \lambda \frac{\partial d}{\partial \overline{\chi}_i}$$
 ou  $\dot{\widetilde{\alpha}}_{ij} = \lambda \frac{\partial d}{\partial \overline{\chi}_{ij}}$  (A10)

A equação (A8) pode ser reescrita como  $d = \sum_{i=1}^{N} \overline{\chi}_i \bullet \dot{\alpha}_i - \lambda y$ . Esta equação representa condição

onde o estado de tensões deve produzir a máxima dissipação de energia sujeita à restrição de que o estado de tensões atenda continuamente à função de escoamento y. Recai-se em problema de determinação de extremo de função  $d = \sum_{i=1}^{N} \overline{\chi}_i \bullet \hat{\alpha}_i$  sujeita à restrição y, que é incluída no problema

de máximo por meio de multiplicador  $\lambda$  de Lagrange. Como  $\lambda \ge 0$  e  $\lambda \cdot y = 0$  na equação (A8), a aplicação das condições suplementares de Kuhn-Tucker, para determinação de extremos sujeitos à restrições, leva à exigência de que y = 0. A condição y = 0 representa a função única de escoamento. Tal condição introduz um acoplamento entre variáveis internas, já que todas elas evoluem quando ocorre escoamento. Se y = 0 e  $\lambda > 0$ , existe apenas uma condição de consistência a ser introduzida, que pode ser expressa para uma função  $y = y(\mathbf{\sigma}, \dot{\alpha}, \overline{\chi})$  como (Einav *et al.*, 2007):

$$\dot{y} = \left(\frac{\partial y}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right): \dot{\boldsymbol{\sigma}} + \sum_{i=1}^{N} \left(\frac{\partial y}{\partial \dot{\boldsymbol{\alpha}}_{i}}\right) \bullet \dot{\boldsymbol{\alpha}}_{i} + \sum_{i=1}^{N} \left(\frac{\partial y}{\partial \boldsymbol{\chi}_{i}}\right) \bullet \dot{\boldsymbol{\chi}}_{i} = 0$$
(A11)

Esta condição deve ser atendida sempre que a superfície de escoamento, representada pela função y = 0, sofrer expansão ou contração, em processo que implique em carregamento.

### 7.1 - A.2. Efeito de Dano e Variáveis Internas de Dano

O conceito de dano escalar foi introduzido por Kachanov (1958), utilizando o conceito de tensão efetiva, baseado em um fundamento fenomenológico. A mecânica do dano utiliza dois enfoques Chaboche (1988), o primeiro deles emprega uma abordagem micro-mecânica e o segundo, referido como de abordagem fenomenológica, introduz um conjunto de variáveis internas de dano e define suas equações de evolução diretamente em uma macroescala. Outros modelos foram baseados no conceito de deformação efetiva. Em ambos os casos, o dano é representado por uma variável escalar, variando entre 0 e 1. Por exemplo, a variável de dano  $\alpha_d$  associada com a tensão efetiva é:

$$\alpha_d = \frac{A_D}{A} = \frac{A - A_s}{A} \tag{A12}$$

A – a área total da seção transversal, dentro de uma célula unitária da estrutura do material;  $A_s$  – área da matriz sólida contida em A;

 $A_D$  – área de vazio na seção transversal decorrente do dano.

A área da seção transversal total A e a área danificada  $A_D$  em uma seção transversal estão representadas na Figura A1.



**Fig. A1** – (a) Elemento com dano e área líquida A – A<sub>D</sub>, (b) Conceito de tensão efetiva - adaptado de Chaboche (1988).

A tensão efetiva é aquela que deveria ser aplicada ao elemento de volume sem dano  $\overline{\sigma}$  para que ele se deformasse do mesmo modo que o elemento sujeito ao dano sob a tensão real  $\sigma$ 

Usando a equivalência de deformação, Lemaitre (1985) expressou a relação entre a tensão macroscópica  $\sigma$  da Mecânica do Contínuo e a tensão efetiva correspondente, em função da variável de dano dada por (A12), como:

$$\overline{\sigma} = \sigma / (1 - \alpha_d) \tag{A13}$$

 $\overline{\sigma}$  – tensão efetiva.

A hipótese de equivalência de tensão usa o conceito de deformação efetiva, definida como:

$$\overline{\varepsilon} = \varepsilon (1 - \alpha_d) \tag{A14}$$

 $\overline{\varepsilon}$  – deformação efetiva.

A manifestação do dano (Basan e Marohnić, 2016), pode ocorrer segundo diferentes formas, embora em micro-escala corresponda sempre a um fenômeno de ruptura de ligações (debonding), em meso-escala, se evidencia nos materiais pelo surgimento de: ruptura frágil, ductilidade, creep, e fadiga produzida em ciclos de tensões altas ou baixas.

#### A.3. Determinação dos incrementos das variáveis internas de plasticidade e de dano

Da aplicação da regra de fluxo à função de escoamento resultam:

$$\dot{\alpha}_{p}^{\nu} = \lambda \left( \frac{\partial y}{\partial \chi_{p}^{\nu}} \right) = \lambda 2 \left( \left( \chi_{p}^{\nu} - \left( p_{y} / 2 \right) \right) / r_{p}^{2} \right)$$
(A15)

$$\dot{\alpha}_{d}^{\nu} = \lambda \left( \frac{\partial y}{\partial \chi_{d}^{\nu}} \right) = \lambda 2 \left( \left( \chi_{d}^{\nu} - R_{d}^{\nu} p_{y} / 2 \right) / \left( r_{d} R_{d}^{\nu} \right)^{2} \right)$$
(A16)

$$\dot{\alpha}_{p}^{s} = \lambda \left( \frac{\partial y}{\partial \chi_{p}^{s}} \right) = \lambda 2 \cdot \chi_{p}^{s} / (r_{p}M)^{2}$$
(A17)

57

$$\dot{\alpha}_{d}^{s} = \lambda \left( \frac{\partial y}{\partial \chi_{d}^{s}} \right) = \lambda 2 \cdot \chi_{d}^{s} / \left( r_{d} M R_{d}^{s} \right)^{2}$$
(A18)

Aplicando a condição de ortogonalidade de Ziegler para as componentes de tensão que satisfazem à condição de escoamento, pode-se obter as expressões anteriores em termos de tensões generalizadas e, finalmente, em termos de tensões triaxiais reais  $p \in q$ .

$$\dot{\alpha}_{p}^{\nu} = 2\lambda (p - p_{y}/2)/r_{p}^{2}$$
 (A19)

$$\dot{\alpha}_{d}^{\nu} = 2\lambda \left( p - \frac{p_{\nu}}{2} \right) \left/ \left\{ r_{d}^{2} \left( \frac{\kappa^{*}}{\left( 1 - \alpha_{d}^{\nu} \right)^{2}} \left[ \log \left( \frac{p}{p_{0}} \right) - 1 \right] \right) \right\}$$
(A20)

$$\dot{\alpha}_p^s = 2\lambda . q / (r_p M)^2 \tag{A21}$$

$$\dot{\alpha}_d^s = 2\lambda.6G \left(1 - \alpha_d^s\right)^2 / (r_d M)^2$$
(A22)

Como as variáveis internas de dano variam de 0 a 1, pode-se observar das expressões (A20) e (A22), que os incrementos das variáveis internas de dano tendem a zero quando as variáveis internas de dano tendem a 1.

#### A.4. Fator Multiplicador $\lambda$

Quando a condição de escoamento é alcançada, as componentes de tensão tornam y = 0 em (11). A continuidade do processo de carregamento implica que (11) tem de ser continuamente satisfeita, e desta forma dy = 0, o que pode ser expresso como:

$$(p - (p_y/2))dp - p(dp_y/2) + (q/M^2)dq = 0$$
 (A23)

Os incrementos de tensão, dp (ou  $\dot{p}$ ) e dq (ou  $\dot{q}$ ) em (A23), podem ser colocados em função dos incrementos das variáveis internas de deformação plástica e de dano, de (20) e (21), como segue:

$$\dot{p} = \frac{p}{\overline{\kappa}^*} \left[ \dot{\varepsilon}_v - \dot{\alpha}_p^v - \overline{\kappa}^* \cdot \frac{\dot{\alpha}_d^v}{(1 - \alpha_d^v)} \cdot \log\left(\frac{p}{p_0}\right) \right]$$
(A24)

$$\dot{q} = 3\overline{G} \left[ \dot{\varepsilon}_s - \dot{\alpha}_p^s - \frac{q}{3\overline{G}} \cdot \frac{\dot{\alpha}_d^s}{(1 - \alpha_d^s)} \right]$$
(A25)

onde o módulo de compressibilidade volumétrica e o módulo cisalhante são dados por:

$$\overline{\kappa}^* = \kappa^* / \left( 1 - \alpha_d^v \right) \tag{A26}$$

$$\overline{G} = G.\left(1 - \alpha_d^s\right) \tag{A27}$$

Da expressão genérica para a tensão de adensamento isotrópica  $p_y$ , dada pela equação (12),  $p_y(\alpha_p^v, \alpha_d^v, \alpha_d^s) = p_{y0}.\Pi(\alpha_p^v)\sqrt{\Gamma(\alpha_d^v)\Gamma(\alpha_d^s)}$ , pode-se escrever a expressão para o incremento de tensão de adensamento isotrópica  $dp_y$  (ou  $\dot{p}_y$ ), em função das variáveis internas, como:

$$\dot{p}_{y} = p_{y0} \left[ \Pi'(\alpha_{p}^{v}) \sqrt{\Gamma(\alpha_{d}^{v})} \Gamma(\alpha_{d}^{s}) \dot{\alpha}_{p}^{v} + \Pi(\alpha_{p}^{v}) \frac{1}{2} \frac{\Gamma'(\alpha_{d}^{v})}{\sqrt{\Gamma(\alpha_{d}^{v})} \Gamma(\alpha_{d}^{s})} \dot{\alpha}_{d}^{v} + \Pi(\alpha_{p}^{v}) \frac{1}{2} \frac{\Gamma(\alpha_{d}^{v})}{\sqrt{\Gamma(\alpha_{d}^{v})} \Gamma(\alpha_{d}^{s})} \dot{\alpha}_{d}^{s} \right]$$
(A28)

Substituindo as expressões dos incrementos de variáveis internas de plasticidade e dano dados pelas equações (A19) a (A22) nas expressões (A24) e (A25) e por sua vez substituindo as expressões (A24) e (A25) e também a expressão (A28) em (A23), é possível isolar o fator multiplicador  $\lambda$  de forma analítica, a menos da expressão genérica (12) para  $p_y$ , que deve ser ajustada para cada solo específico, como:

$$\lambda = \frac{\left(p - \frac{p_{y}}{2}\right) \cdot \frac{p}{\vec{\kappa}^{*}} \cdot \dot{s}_{y} + 3\overline{G} \cdot \frac{q}{M^{2}} \cdot \dot{s}_{s}}{\left[2 \cdot \left(p - \frac{p_{y}}{2}\right)^{2} \cdot \frac{p}{\vec{\kappa}^{*}} \cdot \left[\frac{1}{r_{p}^{2}} + \frac{\log\left(\frac{p}{p_{0}}\right)}{\left(\log\left(\frac{p}{p_{0}}\right) - 1\right)} \cdot \frac{1}{r_{d}^{2}}\right] + \frac{6\overline{G}}{M^{2}} \cdot q \cdot \left[\frac{q}{(r_{p}M)^{2}} + \frac{2q}{(r_{d}M)^{2}}\right] + \dots\right]}{\left(\frac{p}{(r_{p}M)^{2}} + \frac{q}{(r_{d}M)^{2}}\right) \cdot \left[\frac{p - p_{y}/2}{r_{p}^{2}}\right] + \dots}{\left(\frac{p}{(r_{p}M)^{2}} + \frac{q}{(r_{d}M)^{2}}\right) \cdot \left(\frac{p - p_{y}/2}{r_{p}^{2}}\right) + \dots}{\sqrt{\Gamma(\alpha_{d}^{v})\Gamma(\alpha_{d}^{s})}} \cdot \frac{(p - p_{y}/2)}{r_{d}^{2}} + \dots}{\left(\frac{p}{(r_{p}M)^{2}} - \frac{p}{(r_{d}M)^{2}}\right) \cdot \left(\frac{p}{(r_{d}M)^{2}} - \frac{p}{(r_{d}M)^{2}}\right) \cdot \left(\frac{p}{(r_{d}M)^{2}} - \frac{p}{(r_{d}M)^{2}}\right) - \frac{p}{(r_{d}M)^{2}} \cdot \frac{p}{(r_{d}M)^{2$$

Com a determinação do fator multiplicador  $\lambda$  pode-se, então, determinar os incrementos de deformação volumétrica e de distorção. Substituindo as expressões (A19) e (A20) em (18) obtém-se:

$$\dot{\varepsilon}_{v} = \overline{\kappa}^{*} \cdot \left(\frac{\dot{p}}{p}\right) + \lambda \cdot 2 \cdot \left(p - \left(\frac{p_{v}}{2}\right)\right) \left[\left(\frac{1}{r_{d}^{2}}\right) \cdot \log\left(\frac{p}{p_{0}}\right) / \left(\log\left(\frac{p}{p_{0}}\right) - 1\right) + \left(\frac{1}{r_{p}^{2}}\right)\right]$$
(A30)

E substituindo as expressões (A21) e (A22) em (19), resulta:

$$\dot{\varepsilon}_{s} = \frac{\dot{q}}{3\overline{G}} + \lambda \cdot \frac{2q}{M^{2}} \left[ \frac{2}{r_{d}^{2}} + \frac{1}{r_{p}^{2}} \right]$$
(A31)

As parcelas de incrementos de deformação, em (A30) e (A31), associadas com os termos contendo  $r_{\rm d}$  estão relacionados com o efeito de deformação induzido por dano, ao passo que aquelas contendo  $r_{\rm p}$  estão relacionados com o efeito de deformação induzido por plastificação.

A análise das expressões (A30) e (A31) mostra que sob regime elástico (como no caso de carregamento sem escoamento ou descarregamento), que implica em  $\lambda = 0$ , os incrementos de deformação volumétrica e distorção são dados por relações diretas:

$$\dot{\varepsilon}_{v} = \overline{\kappa}^{*} (\dot{p}/p) \tag{A32}$$

$$\dot{\varepsilon}_s = \dot{q} / \left( 3\overline{G} \right) \tag{A33}$$

A expressão do fator multiplicador  $\lambda$  dado pela equação (A29) pode ser sinteticamente escrita como:

$$\lambda = \frac{1}{\mathbf{D}} \left[ \left( p - \left( \frac{p_y}{2} \right) \right) \left( \frac{p}{\overline{\kappa}^*} \right) \dot{\varepsilon}_y + 3\overline{G} \cdot \left( \frac{q}{M^2} \right) \dot{\varepsilon}_s \right]$$
(A33)

**D** – é a expressão do denominador de (A29);

O módulo do denominador **D** de (A29) depende: do estado de tensão corrente (p, q); da pressão de pré-adensamento inicial  $p_{y0}$ ; da pressão de pré-adensamento corrente  $p_y$ , e do módulo das variáveis internas acumuladas até o "momento" corrente.

#### A.5. Relação entre os incrementos de tensão e de deformação

Substituindo (A33) em (A30) e (A31) e, também, separando os termos, os resultados produzem o seguinte sistema de equações lineares, relacionando incrementos de deformação e incrementos de tensão em estado elasto-plástico:

$$\begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} \\ A_{21} & A_{22} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \dot{\varepsilon}_v \\ \dot{\varepsilon}_s \end{pmatrix} = \begin{cases} \dot{p} \\ \dot{q} \end{cases}$$
(A34)

onde

$$A_{11} = \frac{p}{\overline{\kappa}^*} \left\{ 1 - \frac{2}{\mathbf{D}} \left( p - \frac{p_y}{2} \right)^2 \frac{p}{\overline{\kappa}^*} \left[ \frac{1}{r_d^2} \cdot \frac{\log\left(\frac{p}{p_0}\right)}{\left[\log\left(\frac{p}{p_0}\right) - 1\right]} + \frac{1}{r_p^2} \right] \right\}$$
(A35)

$$A_{12} = -\frac{6\overline{G}}{\mathbf{D}} \frac{p}{\overline{\kappa}^*} \frac{q}{M^2} \left( p - \frac{p_y}{2} \right) \left[ \frac{1}{r_d^2} \cdot \frac{\log\left(\frac{p}{p_0}\right)}{\left[\log\left(\frac{p}{p_0}\right) - 1\right]} + \frac{1}{r_p^2} \right]$$
(A36)

$$A_{21} = -\frac{6\overline{G}}{\mathbf{D}} \frac{p}{\overline{\kappa}^*} \frac{q}{M^2} \left( p - \frac{p_y}{2} \right) \left[ \frac{1}{r_d^2} + 1 \right]$$
(A37)

$$A_{22} = 3\overline{G} \left[ 1 - \frac{6\overline{G}}{\mathbf{D}} \frac{q^2}{M^4} \left( \frac{1}{r_d^2} + 1 \right) \right]$$
(A38)

# USO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS COMO INDICADORES DA ERODIBILIDADE DE SOLOS

Use of geotechnical parameters as indicators of soil's erodibility

Felipe Ferreira Oliveira \* Rodrigo da Cruz de Araujo \*\*

**RESUMO** – Processos erosivos têm-se mostrado eficazes modificadores da paisagem e, dessa forma, têm sido objeto de estudo de diversas áreas do conhecimento, tais como a geografia e a geotecnia. Assim, a literatura apresenta diversas propostas de correlações entre características intrínsecas dos solos e a susceptibilidade dos mesmos à erosão, as quais poderiam auxiliar na identificação e previsão de áreas mais propensas à ocorrência de tais processos. O estudo tem como objetivo analisar as adequabilidades e representatividades de algumas dessas correlações. Amostras de dois solos selecionadas com base nas feições erosivas que apresentavam em campo foram submetidas a ensaios de laboratório, a fim de determinar alguns dos parâmetros geotécnicos apontados na literatura como indicadores da erodibilidade. Dessa forma, podem-se verificar quais correlações são satisfatoriamente representativas dos comportamentos que os solos apresentam em campo. Os resultados encontrados apontam que os diferentes critérios sugeridos na literatura apresentam, muitas vezes, divergências entre si e em relação ao observado in loco, o que deixa evidente que os mesmos ainda apresentam limitações e requerem muito cuidado quanto às suas utilizações.

**SYNOPSIS** – Erosive processes have proven to be effective modifiers of the landscape and thus have been studied from different areas of knowledge such as geography and geotechnics. Thus, literature contains various proposals for correlations between intrinsic characteristics of the soil and the susceptibility thereof to erosion, which could assist in the identification and forecasting of the areas most prone to the occurrence of such processes. The study aims to analyse the suitability and representativeness of some of these correlations. Samples of two soils were collected, based on erosional features noticed in the field. Then, those samples were submitted to laboratory tests in order to determine some of the geotechnical parameters pointed in literature as erodibility indicators of soils. Thus, one can see which parameters are satisfactorily representative of the field behaviour of those soils. The results show that the different criteria suggested in the literature have often differences between themselves and in relation to that observed in loco, which makes clear that they still have limitations and should be used carefully.

Palavras Chave - Erosão, erodibilidade, parâmetros geotécnicos.

Keywords - Erosion, erodibility, geotechnical parameters.

# 1 – INTRODUÇÃO

Processos erosivos têm-se mostrado, ao longo do tempo e em diferentes localidades, como eficazes modificadores da paisagem e, dessa forma, têm sido objeto de estudo de diversas áreas do conhecimento, tais como a geografia e a geotecnia.

<sup>\*</sup> Bacharel em Ciência e Tecnologia, Discente de Engenharia Civil da Universidade Federal do Maranhão. E-mail: felirreira@gmail.com

<sup>\*\*</sup> Doutor, Professor da Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Maranhão, São Luis, MA, Brasil. E-mail: araujo.rodrigo@ufma.br

A erosão é um fenômeno bastante complexo, uma vez que envolve a ação direta ou indireta de diversos fatores, tais como as características geológicas e geomorfológicas, os tipos de solos, clima, vegetação, além da interferência humana que modifica as condições naturais de cada um deles.

Devido à complexidade do processo, o qual envolve diversos mecanismos e condicionantes, a erosão tem sido tema de pesquisas em diversas áreas, principalmente agronomia, geologia, geografia e geotecnia. Entretanto, apesar de todos os estudos já desenvolvidos, o entendimento do processo ainda não é completo.

Conforme explica Mortari (1994) a erosão é a realização de um trabalho e seu produto é o sulco, a voçoroca, etc. Bertoni e Lombardi Neto (2008) expõem que o processo erosivo é influenciado pela chuva, infiltração, topografia do terreno, cobertura vegetal e natureza do solo. Na mesma linha, Silva (2007) afirma que de modo geral são considerados fatores controladores dos processos erosivos a erosividade da chuva, as propriedades dos solos, a cobertura vegetal e as características das encostas.

Assim, o estudo de características intrínsecas dos solos que possam indicar a susceptibilidade dos mesmos à erosão auxilia na identificação e previsão de áreas mais propensas à ocorrência de tais processos, colaborando para o planejamento territorial e/ou para a adoção de medidas preventivas.

O estudo pretende, então, analisar as adequabilidades e representatividades de algumas dessas correlações como indicadores da erodibilidade. Tal avaliação é feita por meio da análise conjunta de observações feitas em campo e resultados de ensaios de laboratório.

#### 2 – AVALIAÇÕES INDIRETAS DE ERODIBILIDADE DE SOLOS

Muitas vezes, a avaliação do potencial de erosão de um solo não é feita de forma direta, mas por meio de medidas indiretas que possam representá-lo. Assim, ao longo dos anos, diversas propostas para avaliação do potencial erosivo dos solos foram apresentadas, muitas vezes por meio de correlação com características do solo como, por exemplo, sua granulometria, limites de consistência, sucção, gênese, capacidade de sorção, etc.

Conforme explica Meira (2008) "a avaliação da suscetibilidade de um solo à erosão através de ensaios de caracterização geotécnica é uma forma indireta de realizar tal estudo e pode servir para uma primeira abordagem do problema". Nesse sentido, ao longo dos anos diversas pesquisas têm abordado tais correlações como, por exemplo, Meira (2008), Menezes (2010), Stephan (2010), Molinero Junior (2010).

Afora as correlações expressas e verificadas por meio de faixas de valores máximos e mínimos admissíveis, ábacos ou índices, outros autores têm ainda desenvolvido pesquisas em que analisam a correlação entre características (como os limites de Atterberg) e a susceptibilidade à erosão dos solos por meio de análise de significância estatística. A partir de estudos nessa linha, Stanchi et al. (2012), por exemplo, concluem que os limites de Atterberg estão relacionados com a estrutura e erodibilidade dos solos. Curtaz et al (2014) corroboram, ao afirmar que a consistência é reconhecida como indicador da qualidade física do solo.

Stanchi et al (2015) expõem que diversas propriedades dos solos têm sido propostas como indicadores da vulnerabilidade dos solos a processos de degradação, destacando ainda que os limites de Atterberg fornecem informação da consistência do solo, sendo usados tipicamente na engenharia e geotecnia, mas seu uso tem sido extendido para a agronomia e plantio direto.

Desta forma, faz-se a seguir uma breve descrição de alguns desses métodos.

Bouyoucos (1935) relaciona a erodibilidade do solo com a porcentagem de areia, silte e argila, conforme a equação:

$$E = \frac{\% areia + \% silte}{\% argila}$$
(1)

Essa equação parte do pressuposto de que a argila age como ligante, dificultando o destacamento das partículas do solo, e que as partículas mais grossas que a areia não seriam destacáveis.

Mannigel et al (2002) propõem que o fator erodibilidade do solo (K) (o qual usualmente é expresso em t.ha.h/ha.MJ.mm) pode ser calculado de maneira indireta, por meio da utilização da expressão de Bouyoucos (1935). Os mesmos autores classificaram, então, os valores do fator erodibilidade do solo (K) obtidos por meio daquela expressão nas seguintes classes: a) baixo: com valores entre 0,01 e 0,03; b) médio: com valores entre 0,03 e 0,06, e c) alto: com valores acima de 0,06. Tais valores são obtidos da seguinte equação:

$$K = \left(\frac{\%areia + \%silte}{\%argila}\right) / 100$$
(2)

Outra proposta que também se baseia na granulometria é apresentada por Santos (1953) que estabelece os seguintes critérios de avaliação:

Solos de comportamento regular ou bom:  $49\% \le \%$  que passa #  $40 \le 96\%$ ;

ou ainda:

$$0,52 < a < 0,92$$
; na qual  $a = \frac{\Sigma Y}{100n}$ 

sendo:

Y = porcentagem de grãos que passam nas peneiras 7, 14, 25, 50, 100, 200 (ou correspondentes); n = número de peneiras (seis).

O Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS/ASTM) é um sistema que classifica o solo considerando a granulometria, o limite de liquidez (LL) e o limite de plasticidade (LP). Segundo Gray e Leiser (1989), levando em consideração a classificação do SUCS, a susceptibilidade a erosão segundo cada tipo de solo, em ordem decrescente da esquerda para a direita, seria:

ML > SM > SC > MH > OL > CL > CH > GM > SW > GP > GW

Santos e Castro (1966) também estudaram possíveis correlações entre a erodibilidade e diversas propriedades dos solos. Dentre as propriedades avaliadas, algumas das que os autores consideraram mais significativas foram o limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP) e o índice de plasticidade (IP). Para estes, os autores indicam:

Solos de comportamento bom ou regular:

 $\label{eq:LP} \begin{array}{l} LP \leq 32\% \\ IP \leq 17\% \end{array}$ 

Solos altamente erodíveis (Santos e Castro, 1967):

LL < 50%

IP próximo de 20%

Meireles (1967) também sugere classificação da erodibilidade com base nos limites de liquidez, de plasticidade e na granulometria do solo, afirmando que solos fortemente erodíveis apresentam os seguintes comportamentos:

Fortemente erodiveis: LL  $\leq 21\%$  e IP  $\leq 8\%$  e % passa #200  $\leq 20\%$ Passíveis de forte erosão: 20% < % passa #200 < 40%Pouco erodíveis: % passa #200 > 40%

Outra proposta para avaliar a erodibilidade dos solos, relacionando índice de plasticidade (IP) e Coeficiente de Uniformidade (Cu), é apresentada por Santos (2001), conforme Tabela 1.

IP	Erodibilidade	Cu	Erodibilidade
IP>15	boa resistência a	Cu<5	
	erosão	Cu o	solos erodíveis
15>IP>6	média resistência a	5-(0)-15	solos de média
	erosão	3 <cu<13< td=""><td>erodibilidade</td></cu<13<>	erodibilidade
IP<6	baixa resistência a	Cu>15	solos de baixa
	erosão	Cu>15	erodibilidade

 Tabela 1 – Critérios adotados por Santos (2001) quanto à relação erodibilidade, IP (índice de plasticidade) e Coeficiente de Uniformidade (Cu).

Araujo e Campos (2013), a partir da comparação dos resultados de seu estudo junto a outros solos relatados na literatura (Fonseca e Ferreira, 1981; Fácio, 1991; Santos, 1997; Lima, 1999) apresenta uma proposta de separação de duas zonas, indicando a provável tendência de comportamento dos solos, conforme a Figura 1.

Nogami e Villibor (1981) afirmam que os índices classificatórios do grau de erodibilidade baseados no limite de liquidez, índice de plasticidade e granulometria e as classificações neles baseadas podem ser insatisfatórias para solos brasileiros, uma vez que solos de índices iguais ou integrantes do mesmo grupo classificatório podem ter comportamentos bastante diferentes quando se trata de solos tropicais.

A fim de suprir tal carência, os referidos autores desenvolveram uma nova metodologia de classificação, a ser utilizada para finalidades geotécnicas viárias. Destaca-se, porém, que a metodologia MCT foi inicialmente desenvolvida para ser aplicada apenas a solos compactados, com finalidades rodoviárias (utilizados como base de pavimentos)

Villibor e Nogami (2009) exemplificam que em um mesmo talude com ocorrência de parte de solo laterítico e outra parte não laterítica poderia-se observar a diferença de comportamento entre ambos, com a parte laterítica sendo mais resistente à erosão. Isso se deve à concreção de óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio, que agregam os grãos de solo, proporcionando ao solo, na



Solos muito erodíveis (Fonseca e Ferreira, 1981; Fácio, 1991; Santos, 1997; Lima, 1999; Araujo e Campos, 2013)
 Solos pouco erodíveis (Fonseca e Ferreira, 1981; Fácio, 1991; Santos, 1997; Lima, 1999; Araujo e Campos, 2013)

Fig. 1 – Proposta de separação de zonas de erodiblidade utilizando o triângulo textura. (Adaptado de Araujo e Campos, 2013)

realidade de campo, uma resistência maior do que seria estimada por meio de sua granulometria e índices de Atterberg.

# **3 – MATERIAIS E MÉTODOS**

Para atender o objetivo específico previsto no trabalho foram realizados trabalhos de campo e ensaios de laboratório, os quais serão detalhados a seguir.

### 3.1 - Trabalhos de Campo

Os trabalhos de campo se iniciaram com visitas à área de ocorrência de uma voçoroca, indicada na Figura 2. Tal feição erosiva localiza-se nas coordenadas geográficas S 02°31'05,1" W 44°14'25,9", na praia do Araçagi, no município de São José de Ribamar – MA.

A partir das observações de campo, foram selecionados solos de duas localizações, de acordo com a feição erosiva que apresentavam. Assim, foram coletadas amostras de material do interior da voçoroca (o qual se subentende como de alta susceptibilidade à erosão) e de um outro local na região, que não apresentava sinal de processo erosivo (o qual se subtende, então, como de baixa erodibilidade).

De acordo com o Atlas do Maranhão (2002) a formação geológica nesse local é a Formação Itapecuru (Cretáceo), a qual estende-se bastante no estado, ocupando uma área de aproximadamente 50% do território estadual. É constituída por arenitos finos avermelhados e róseos cinza argilosos, geralmente com estratificação horizontal. Silva et al. (2014) realizam um trabalho na mesma área e identificaram a Formação Itapecuru e a Formação Barreias (Terciário). A Formação Barreiras é constituída por conglomerados, arenitos, siltitos e argilitos, com sedimentos mal-selecionados e mal-consolidados (Maranhão, 1998).

A voçoroca é de difícil acesso, tem cerca de 15m de altura, muito íngreme e solo facilmente desagregável. Na base observou-se a predominância da coloração amarelada. Por sua vez, o solo da localização não erodida apresenta uma coloração uniforme, acinzentado, e também facilmente escavável.



**Fig. 2** – Vista da feição erosiva localizada na praia do Araçagy. (Fonte: Imagens ©2016 CNES / Astrium Dados do mapa ©2016 Google)

Destaca-se que, apesar do clima da região ser propício ao processo de laterização dos solos, as amostras ora estudadas não apresentavam feições características de grau de laterização avançado, não se constatando, por exemplo, concreções típicas das lateritas, as quais conferem àqueles solos aumento de resistência.

#### 3.2 - Trabalhos de Laboratório

A fim de atingir os objetivos estabelecidos para este trabalho, definiu-se então um programa experimental, visando obter os parâmetros geotécnicos utilizados em diversos critérios propostos na literatura como indicadores de erodibilidade e, assim, verificar se os resultados obtidos em laboratório seriam de fato representativos do comportamento observados em campo.

Foram realizados ensaios de caracterização dos solos, determinando-se para cada um deles a umidade natural ( $\omega_{nat}$ ) segundo a ABNT (1986), limites de liquidez (LL) de acordo com ABNT (1984a), limite de plasticidade (LP) pela ABNT (1984b), a granulometria (com uso de defloculante) de acordo com ABNT (1984c), a partir dos quais serão determinados os indicadores de erodibilidade mencionados anteriormente.

## 4 - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Os resultados dos ensaios de umidade, granulometria, LL e LP realizados para os dois solos estudados são apresentados nas tabelas e gráficos desta seção.

#### 4.1 - Granulometria e limites do solo da voçoroca

A realização de ensaios de granulometria para a amostra retirada do corpo da voçoroca gerou os resultados apresentados na Tabela 2 e na Figura 3.

Como é possível observar a amostra apresenta apenas cerca de 5% de partículas menores que 0,075mm. Por esse motivo optou-se por não fazer a sedimentação, visto que esse baixo teor de fração passando na peneira #200 implica que o solo seja considerado "limpo" (sem finos) e, portanto, tal fração não afetará no comportamento do material.

Pedregulho acima de 2,0 mm	0 %
Areia grossa 2,0 a 0,42mm	0,8 %
Areia fina 0,42 a 0,075	94,5 %
Menor que 0,075mm	4,7 %
Silte 0,075 a 0,050mm	-
Argila 0,005 a 0,001mm	-
Argila coloidal 0,001mm	-

Tabela 2 – Resumo da granulometria por peneiramento da amostra do corpo da voçoroca.

Os resultados dos Limites de Consistência para essa amostra são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 – Resultado do LL e LP da amostra do corpo da voçoroca.

Limite de Liquidez (LL)	22 %
Limite de Plasticidade (LP)	S/
Índice de Plasticidade (IP)	-



Fig. 3 – Curva Granulométrica da amostra do corpo da voçoroca.



Fig. 4 - Curva granulométrica da amostra a 20m da cabeceira da voçoroca.

## 4.2 - Granulometria e Limites do solo de área não erodida

Os resultados dos ensaios de granulometria para a amostra retirada da área que não apresenta erosão são apresentados na Tabela 4 e na Figura 4. Os resultados dos Limites de Consistência para essa amostra são apresentados na Tabela 5.

Pedregulho acima de 2,0mm	0,2 %
Areia grossa 2,0 a 0,42mm	7,0 %
Areia fina 0,42 a 0,075mm	63,6 %
Silte 0,075 a 0,050mm	6,4 %
Silte 0,050 a 0,005mm	5,3 %
Argila 0,005 a 0,001mm	2,8 %
Argila coloidal 0,001mm	14,6 %

Tabela 4 - Resumo da granulometria e sedimentação.

Tabela 5 - Resultado do LL e LP da amostra da amostra a 20m da cabeceira da voçoroca.

Limite de Liquidez (LL)	16 %
Limite de Plasticidade (LP)	13 %
Índice de Plasticidade (IP)	3 %
Índice de Contração (IC)	4 %

### 4.3 - Classificação SUCS

Uma vez conhecidas a granulometria, o limite de liquidez, o limite e o índice de plasticidade, é possível proceder a classificação de um solo no Sistema Unificado de Classificação dos Solos. A Tabela 6 apresenta os parâmetros utilizados e a Classificação Unificada das amostras utilizadas no estudo.

Doravante o solo retirado do corpo da voçoroca será referido simplesmente por SP e aquele retirado de terreno não erodido por SM.

	% Passa #4	% Passa #200	"Parâmetro" para Classificação	Classificação
Solo da Voçoroca	100	4,70	Cu= 1,50 e Cc= 0,84	SP
Solo sem erosão	100	29,14	LL=16	SM

Tabela 6 - Parâmetros para elaboração da Classificação Unificada dos Solos (USC/ASTM)

## 4.4 - Classificação no Triângulo Textural

A classificação trilinear é feita observando as porcentagens de areia, silte e argila. De acordo com os resultados obtidos em laboratório o solo SP possui 95% de areia e 5% de finos (silte + argila); enquanto o SM é composto por 76% de areia, 8% de silte e 16% de argila. Dessa forma o solo SP recebe a classificação trilinear como AREIA e o SM como FRANCO-ARENOSO, conforme Figura 5.
#### 5 - ANÁLISE DOS RESULTADOS: POTENCIAL DE EROSÃO DOS SOLOS

Procura-se verificar neste item a confiabilidade de correlações entre as propriedades analisadas e o potencial de erosão dos solos propostas por diversos autores. Para isso, faz-se uma análise dos resultados obtidos, comparando-os com outros resultados da literatura e com as condições de campo.

Conforme já mencionado, as comparações feitas neste item considerarão que em situações de campo o solo SM será menos erodível que o SP, visto que o SP foi retirado de dentro de uma feição erosiva bastante avançada, enquanto que o SM, no campo, corresponde a um material coletado de área que não se apresenta erodida.

Em relação às faixas de erodibilidade sugeridas por Mannigel et al. (2002) temos que para o solo SP o resultado do fator K seria no mínimo de 0,19, visto que se conhece apenas a soma de silte e argila, que vale 5% (considerou-se para esse calculo a porcentagem de silte igual a 0 e a de argila 5%). A partir, dai aumentando a porcentagem de silte e diminuindo a de argila o fator K aumenta indefinidamente. De toda forma, portanto, sua classificação seria de erodibilidade alta, enquanto para o SM temos 0,0525, que corresponde a erodibilidade média.

Os estudos realizados por Santos (1953) levaram à proposta de um critério de avaliação segundo o qual solos de comportamento bom ou regular teriam porcentagem de material passante na peneira #40 entre 49% e 96%. Tais percentagens, para os solos em estudo, são de 99,17% para o SP e 92,95% para o SM, assim, nessa proposta o solo SP não apresenta comportamento bom, enquanto que o SM apresenta.

Para o parâmetro "a", desenvolvido pelos mesmos autores, ambos os solos são caracterizados como de mau comportamento, pois para SP e SM temos respectivamente 0,77 e 0,82. Assim, nenhum deles se encontra dentro da faixa de 0,52 < a < 0,92 que indicaria bom comportamento.

Com os valores das granulometrias e dos limites, pôde-se obter a classificação dos solos pelo Sistema Unificado de Classificação dos Solos. Segundo Gray e Leiser (1989), a erodibilidade seria:

ML > SM > SC > MH > OL > CL > CH > GM > SW > GP > GW

Na série acima a susceptibilidade é decrescente da esquerda para a direita. Assim, ML é o mais suscetível e GW o menos suscetível. Os solos aqui estudados são classificados como SP e SM. A classificação SP não aparece na série, o que evidencia uma limitação no critério proposto pelos



Fig. 5 - Identificação das amostras de solo no triângulo textural.

autores. Como o solo SM está à direita apenas de ML, ele pode ser considerado como altamente erodivel.

De acordo com os critérios propostos por Santos e Castro (1966), solos de comportamento bom ou regular apresentam LP  $\leq 32\%$  e IP  $\leq 17\%$ . De modo semelhante, solos altamente erodíveis de acordo com Santos e Castro (1967) apresentam LL < 50% e IP próximo de 20%. O solo SP tem LL = 22% e não apresentou plasticidade. Já o solo SM tem LL = 16%, LP = 13% e IP = 3%. Dessa forma o solo SP é classificado como altamente erodível e o SM como solo de comportamento regular ou bom.

Também utilizando os valores de LL, LP e IP para os solos SP e SM anteriormente citados verifica-se que na proposta de Meireles (1967) tanto o solo SP quanto o solo SM recebem a classificação de passível de forte erosão.

Na classificação de Santos (2001) que leva em consideração o índice de plasticidade e o coeficiente de uniformidade temos Cu = 1,5 para o solo SP e para SM temos IP = 3%. Ressalta-se que o critério de se utilizar IP ou Cu segue a mesma lógica da classificação SUCS/ASTM, na qual é levada em consideração a porcentagem de materiais finos e grossos. Dessa forma o solo SP é classificado como solo erodível e o solo SM com baixa resistência a erosão.

Por fim, para a separação de zonas de erodibilidade dentro do triângulo textural proposta por Araujo e Campos (2013), observa-se na Figura 6 que tanto o solo SP quanto o solo SM estão dentro da faixa de solos muitos erodíveis. Assim entende-se que por esse critério ambos os solos são potencialmente erodíveis.

A fim de facilitar a visualização dos resultados obtidos, um quadro-resumo é apresentado na Tabela 7, no qual são indicados, para cada critério estudado, a conclusão que o mesmo forneceu acerca das susceptibilidades à erosão dos solos SP e SM ora analisados.



- Solos muito erodíveis (Fonseca e Ferreira, 1981; Fácio, 1991; Santos, 1997; Lima, 1999; Araujo, 2000)
- Solos pouco erodíveis (Fonseca e Ferreira, 1981; Fácio, 1991; Santos, 1997; Lima, 1999; Araújo, 2000)
- Solos "SM" e "SP" em estudo

Fig. 6 - Proposta de separação de faixas de erodibilidade (Araujo e Campos, 2013) com a inclusão dos solos SP e SM em estudo.

AUTOD	D + D A METER O		
AUTOR	PARAMETRO	SOLO SP	SOLO SM
Araujo e Campos (2013)	Triângulo textural	solo muito erodível	solo muito erodível
Mannigel et al. (2002)	equação de Bouyoucos (1935)	erodibilidade alta	erodibilidade média
Santos (1953) e Santos e Castro (1966)	49% ≤ % que passa # 40 ≤ 96%	não apresenta bom comportamento	bom comportamento
	а	não apresenta bom comportamento	não apresenta bom comportamento
Gray e Leiser (1989)	SUCS/ASTM		erodível
Santos e Castro (1966; 1967)	LL, LP e IP	altamente erodível	Comportamento regular ou bom
Meireles (1967)	LL, IP e % passa #200	passível de forte erosão	passível de forte erosão
Santos (2001)	IP e Cu	solo erodível	baixa resistência a erosão

Tabela 7 - Resumo das propostas de erodibilidade e resultas para os solos SP e SM.

#### 6 – CONCLUSÕES

Em relação ao solo SP vê-se que a regra geral é a classificação desse solo como, "muito erodível", "erodibiliade alta", "não apresenta bom comportamento", "altamente erodível", "passível de forte erosão" e "solo erodível", todos esses resultados parecem concordar que o solo SP é um solo erodível. Ressalta-se, porém que o critério proposto por Gray e Leiser (1989) não contempla o solo SP, demonstrando assim uma limitação de tal critério na avaliação de erodobilidade dos solos. De modo geral, pode-se apontar então que os parâmetros demonstraram-se adequados quanto à avaliação da erodibilidade do solo SP, identificando-o como de alta susceptibilidade, excetuando-se, evidentemente, o critério da hierarquia pela classificação SUCS.

Acerca do solo SM, porém, os resultados encontrados conduzem a conclusões variáveis acerca de seu comportamento, com algumas propostas indicando-o como altamente erodível, outras indicando bom comportamento e ainda outras indicando erodibilidade média.

As propostas que produzem uma classificação que convergem para o entendimento de que o solo SM é potencialmente erodível são as de Araujo e Campos (2013), Santos (1953) e Santos e Castro (1966) (parâmetro "a"), Gray e Leiser (1989), Meireles (1967) e Santos (2001).

Já as que colaboram no entendimento de que este solo não é um solo potencialmente erodível são as propostas de Santos (1953), Santos e Castro (1966) e Santos e Castro (1967). A proposta de Mannigel et al. (2002) por sua vez, coloca o solo SM em uma posição intermediária, atribuindo-lhe erodibilidade média.

Cabe agora fazer algumas observações: a classificação do solo SM na proposta de Santos (1953) e Santos e Castro (1966) indica bom comportamento quando se considera o critério da peneira n.40 enquanto para o parâmetro "a" o solo não apresenta bom comportamento, evidenciando uma contradição entre os próprios critérios de tais autores. Nas propostas referentes à #40 de Santos e Castro (1966) e no critério de Santos e Castro (1967) o solo é classificado como "regular ou bom", esse resultado, porém, não distingue especificamente o que seria "regular" e o que seria "bom".

Pela análise conjunta dos resultados de laboratório e das observações de campo, conclui-se que os indicadores de erodibilidade verificados proporcionam previsões satisfatórias do comportamento do solo SP, com exceção da proposta apresentada por Gray e Leiser (1989). Por sua vez, as inferências sobre o solo SM não são uniformes, quando se consideram as características de campo e os resultados dos critérios propostos pelos diversos autores.

Dessa forma, a simples constatação de que os diferentes critérios sugeridos na literatura apontam divergências entre si deixa evidente que os mesmos apresentam limitações e requerem muito cuidado quanto às suas utilizações. Portanto, com base nas metodologias adotadas neste trabalho, ressalta-se que as observações de campo e os ensaios de laboratório devem sempre estar associados, uma vez que as informações obtidas em ambos devem se complementar e se confirmar mutuamente.

### 7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1986). Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6457. Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rios de Janeiro.
- ABNT (1984a). Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6459. *Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.
- ABNT (1984b). Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7180. *Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.
- ABNT (1984c). Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7181. Solo análise granulométrica. Rio de Janeiro.
- Araujo, R. C.; Campos, T. M. P. (2013). Uso dos Ensaios de Penetração de Cone, Desagregação, Sucção e Resistência à Tração para Avaliar a Erodibilidade. Geotecnia (Lisboa), v. 128, p. 67-85.
- Atlas do Maranhão. (2002). Gerência de Planejamento e Desenvolvimento Econômico. Laboratório de Geoprocessamento UEMA, São Luís: GEPLAN. 44p.
- Bertoni, J.; Lombardi Neto, F. (2008). Conservação do solo. Icone, 6ª ed. São Paulo, 355p.
- Bouyoucos, G. W. (1935). *The clay ratio as a criterion as susceptibility of soils to erosion*. J. Amer. Soc. Agron., Madison, Wisc., 27:738-741.
- Curtaz, F.; Stanchi, S.; D'Amico, M. E.; Filippa, G.; Zanini, E.; Freppaz, M. (2014). Soil evolution after land-reshaping in mountains areas (Aosta Valley, NW Italy). Agr. Ecosyst. Environ., 199, 238–248.
- Fácio, J.A. (1991). Proposição de uma metodologia de estudo da erodibilidade dos solos do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, UnB, Brasília, DF.
- Fonseca, A.M.M.C.C.; Ferreira, C.S.M. (1981). *Metodologia para Determinação de um Índice de Erodibilidade de Solos*. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro, RJ.
- Gray, D.H.; Leiser, A.T. (1989). *Biotechnical Slope Protection and Erosion Control*. Kriege Publishing Company, Malabar, Florida.
- Lima, M.C. (1999). Contribuição ao Estudo do Processo Evolutivo de Boçorocas na Área Urbana de Manaus. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, UnB, Brasília, DF.
- Manningel, A.R.; Carvalho, M.P.; Moreti, D.; Medeiros, L.R. (2002). Fator erodibilidade e tolerância de perda dos solos do Estado de São Paulo. Acta Scientiarum. Maringá, v. 24, n. 5, p. 1335-1340.
- Maranhão, Secretaria de Estado do Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Programa Estadual de Gerenciamento Costeiro. (1998). *Macrozoneamento diagnóstico ambiental da microregião de aglomeração urbana de São Luís e dos municípios de Alcântara, Bacabeira e Rosário. Estudo de Pedologia e cobertura vegetal.* São Luís, SEMA/GERCO, 186 p.

- Meira, F.F.D.A. (2008). *Estudo do Processo Erosivo em Encostas Ocupadas*. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, PE.
- Meireles, J.M.F. (1967). *Erosão de taludes de estradas*. In: Jornadas Luso-Brasileiras de Engenharia Civil, 2. Rio de Janeiro/RJ São Paulo/SP. Anais, p. 204-211.
- Menezes, M.B.M. (2010). Análise da influência do teor de umidade na absorção d'água e sucção dos solos em estudos de erodibilidade. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Escola de Engenharia de são Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.
- Molinero Junior, J. A. (2010). Estudo Geotécnico dos Solos de Erosões Resultantes de Intervenções em Rodovias. Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, MG.
- Mortari, D. (1994). Caracterização geotécnica e análise do processo evolutivo das erosões no Distrito Federal. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, UnB, Brasília, DF.
- Nogami, J.S.; Villibor, D.F. (1981). Uma Nova Classificação de Solos para Finalidades Rodoviárias. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro, RJ.
- Santos, C.A. (2001). Comportamento hidrológico superficial, subsuperficial e a erodibilidade dos solos da região de Santo Antônio do Leite, distrito de Ouro Preto – Minas Gerais. 107 f. Dissertação (Mestrado em Geologia) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG.
- Santos, M.P.P. (1953). A new soil constant and its applications. Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, v.1, Zurique, Suíça.
- Santos, M.P.P.; Castro, E. (1966). Soil Erosion in Roads. Memória Nº.282, LNEC, Lisboa.
- Santos, M.P.P.; Castro, E. (1967). *Estudo sobre erosão em taludes de estradas*. 2° Jornal Luso Brasileiro Engenharia Civil. Rio de Janeiro, São Paulo.
- Santos, R.M.M. (1997). Caracterização Geotécnica e Análise do Processo Evolutivo das Erosões no Município de Goiânia. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, UnB, Brasília, DF.
- Silva, A. S. (2007). Análise morfológica dos solos e erosão. In: GUERRA, A. J. T.; SILVA, A. S; BOTELHO, R. G. M. Erosão e conservação dos solos: conceitos, temas e aplicações. 3aed. – Rio de Janeiro: Bertrand Brasil.
- Silva, T.P.; Viana, J.D.; Abreu Junior, F.C.; Morais, M.S.; Lisboa, G.S.; Bezerra, J.F.R. (2014). Análise Morfológica dos Solos nas Voçorocas Araçagi I e II no Município de São José de Ribamar. REVISTA GEONORTE, Edição Especial 4, V.10, N.1, p.21–27.
- Stanchi, S., Freppaz, M., and Zanini, E. (2012). The influence of Alpine soil properties on shallow movement hazards, investigated through factor analysis. Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 12, 1845–1854. doi:10.5194/nhess-12-1845-2012.
- Stanchi, S.; D'Amico, M.; Zanini, E.; Freppaz, M. (2015). Liquid and plastic limits of mountain soils as a function of the soil and horizon type. Catena, 135, 114–121.
- Stephan, A.M. (2010). *Análise de processos erosivos superficiais por meio de ensaios de Interbitzen*. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG.
- Villibor, D. F.; Nogami, J.S. (2009). Pavimentos econômicos tecnologia do uso dos solos finos lateríticos. São Paulo: Arte e Ciência

- 1. TECCO<sup>®</sup> SYSTEM<sup>3</sup> teste em escala real, Suíça, outubro 2012
- 2. TECCO<sup>®</sup> SYSTEM<sup>3</sup> instalação, B462, Alemanha
- 3. Ângulo máximo de inclinação de 85° durante o teste de campo





# TECCO<sup>®</sup> SYSTEM<sup>3</sup> – Seu talude estabilizado

... validado por teste em escala real com inclinação do talude de até 85º.

A malha de aço de alta resistência TECCO<sup>®</sup>, as placas de ancoragem e garras de conexão TECCO<sup>®</sup>, juntas, estabilizaram com sucesso 230 toneladas de cascalho com 85° de inclinação em um ensaio em escala real.

- moldura de teste com dimensões 10 x 12 x 1.2m
- espaçamento dos grapmos 2.5m x 2.5m, utilizando Gewi 28mm

Para um estudo preliminar de solução de estabilização ou de riscos de desastres naturais nas obras em que você atua, entre em contato conosco através do e-mail info@geobrugg.com



Assista ou escaneie nosso filme com instalação TECCO® em www.geobrugg.com/slopes



**Geobrugg AG**, Geohazard Solutions Rua Visconde de Pirajá, 82 sl.606 Ipanema - Rio de Janeiro • 22410-003 Fone: +55 21 3624.1449 Cel: +55 21 99979.1288 www.geobrugg.com





#### SPECIALISTS IN GEOTECHNICAL IN-SITU TESTS AND INSTRUMENTATION

#### **GEOTECHNICAL SERVICES** (onshore and offshore)

IN-SITU TESTS Seismic CPT Cone Penetration Testing Undrained-CPTu (cordless system) Vane Shear Testing (electrical apparatus) Pressuremeter Testing (Menard) Flat Dilatometer Test-DMT (Machetti) Standard Penetration Test-SPT-T

INSTRUMENTATION Instrumentation, installation and direct import Routine Monitoring Operation and Maintenance Engineering analyses Consultancy, design & geotechnical engineering services

- SAMPLING Soil sampling and monitoring Groundwater sampling and monitoring Field and laboratory testing
- ENVIRONMENTAL Environmental Services Soil and groundwater sampling and monitoring Field and laboratory testing

### 0800 979 3436

São Paulo: +55 11 8133 6030 Minas Gerais: +55 31 8563 2520 / 8619 6469 www.deltageo.com.br deltageo@deltageo.com.br





A maior carteira de clientes privados do Brasil, e o maior índice de repetição absoluta.

> Dentre os tipos de serviços, destacam-se projetos de controle ambiental tais como: recuperação de solos degradados; confinamento de lençol freático contaminado; construção de filtros e captação de material; contenção de poluentes.



www.geofix.com.br

# 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



PORTUGAL

REGIÃO CENTRO E SUL Av. 5 de Outubro, 323 210 125 000, (351) 217 925 000 217 970 348

Marquês de Tomar, 9, 6º 0-152 LISBOA (351) 217 925 000 (351) 213 537 492

#### REGIÃO NORTE

Aouzinho de Albuquerque, 744, 1º. 203 MATOSINHOS 351) 229 380 421 351) 229 373 648

ANGOLA ANGOLA Praceta Farinha Leitão, edifício nº 27, 27-A - 2º Dto Bairro do Maculusso, LUANDA Feli/Fax: (244) 222 338 513 E-mail: geral.coba-angola@netcabo.co.ao

#### MOCAMBIQUE

de Escritórios. Pe Sé nº114, 4º An 58) 21 328 813 58) 21 016 165 58) 820 047 454 os. Pestana Rovuma Hotel. <sup>o</sup> Andar - 401 A. MAPUTO

#### ARGÉLIA

Rue des Frères Hocine liar - 16606, ARGEL : (213) 21 922 802 : (213) 21 922 802

#### BRASIL

neiro Buenos Aires 68, 25° ro. Rio de Janeiro, RJ - CEP 20.070-022 55 21) 3553 67 30 55 21) 8366 00 06

ivora 1701, Sala 403 P 60170 - 251 85 85

#### EMIRATOS ÁRABES UNIDOS

LLJ Business Center, Al Jazeera Sta PO Box 38360, Abu Dhabi – U.A.E Tel: (971) 2 495 0675 971) 2 495 0675 (971) 2 4454672



# **CONSTRUINDO UM MUNDO MELHOR**



PLANEGE CENOR





└──── www.tpfplanegecenor.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 Desde 1969 Belo Horizonte - MG - Brasil













 Umbrella Tubes Drilling System · Pipes for Root Piles, among others



#### Incotep - Anchoring Systems

Incotep anchoring Systems is a division of Acotubo Group, which engaged in the development of Anchoring Systems, used in geotechnical and structural applications where high quality prestressing systems are designed to meet diverse needs.



#### Know our solutions for your processes

- Self Drilling Injection Hollow Bar
  Cold Rolled Thread Bars
- and Micropiles · Hot Rolled Thread Bars
- Incotep Tie Rods
- (Port and Dike Construction)





A company Acotubo Group



# **XEIRA DUARTE** ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES, S.A.

• Sede

Lagoas Park - Edifício 2 2740-265 Porto Salvo - Portugal Tel.:(+351) 217 912 300 Fax: [+351] 217 941 120/21/26

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

• Argélia Parc Miremont – Rua A, Nº136 - Bouzareah 16000 Alger Tel.: [+213] 219 362 83 Fax: [+213] 219 365 66

• Brasil Rua Iguatemi, nº488 - 14º - Conj. 1401 CEP 01451 - 010 - Itaim Bibi - São Paulo Tel: [+55] 112 144 5700 Fax: [+55] 112 144 5704

• Espanha Avenida Alberto Alcocer, nº24 - 7º C 28036 Madrid Tel.:[+34] 915 550 903 Fax: [+34] 915 972 834

 Moçambique Avenida Julyus Nyerere, 130 – R/C Maputo TeL:[+258] 214 914 01 Fax: (+258] 214 914 00

www.teixeiraduarte.pt

## APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS

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

A decisão de publicar um trabalho na revista compete à Comissão Editorial, competindo-lhe também a respetiva classificação. Cada trabalho será analisado por pelo menos três revisores. Os pareceres dos revisores serão apresentados no prazo de um mês.

As Instruções para os Autores e o "Template" para formatação de originais podem ser obtidos de http://www.spgeotecnia.pt.

A submissão dos trabalhos à revista Geotecnia é efetuada através da página eletrónica com o endereço http://www.revistageotecnia.com/. Através dessa plataforma, far-se-á a comunicação entre a direção da revista, o corpo editorial e os autores para a revisão dos trabalhos. Outras informações e esclarecimentos adicionais podem ser pedidos a:

Direção da Revista Geotecnia SPG, a/c LNEC Av. Brasil, 101 1700-066 Lisboa Portugal E-mail: editor@revistageotecnia.com

## **PRESENTACIÓN DE ORIGINALES**

Los trabajos para publicar en la revista Geotecnia se clasifican en "Artículos", "Notas Técnicas" y "Discusiones" de artículos anteriormente publicados en la revista. Se recomiendan especialmente artículos que describan el estudio de casos de obra que incorporen trabajos originales relevantes en la práctica de la ingeniería civil.

La decisión de publicar un trabajo en la revista compete a la Comisión Editorial, correspondiéndole también la respectiva clasificación. Cada trabajo será analizado por al menos tres revisores. Los revisores presentarán sus pareceres sobre los artículos en el plazo de un mes.

Las Instrucciones para los Autores y el "Template" para formatear originales pueden ser obtenidos en http://www.spgeotecnia.pt.

La remisión de los trabajos a la revista Geotecnia se efectúa a través de la página electrónica con la dirección http://www.revistageotecnia.com/. A través de esta plataforma se realizará la comunicación entre la dirección de la revista, el cuerpo editorial y los autores para la revisión de los trabajos. Informaciones y esclarecimientos adicionales pueden solicitarse a:

> Dirección de la Revista Geotecnia SPG, a/c LNEC Av. Brasil, 101 1700-066 Lisboa Portugal E-mail: editor@revistageotecnia.com

- 3 Agradecimento Agradecimiento Acknowledgment
- 7 **Microzonamento de suscetibilidade à liquefação: caso de estudo no vale inferior do Tejo** *Microzonation of the liquefaction susceptibility: case study in the lower Tagus valley Ana Sofia Saldanha, António Viana da Fonseca, Cristiana Ferreira*
- 35 Modelo constitutivo MCC Hiperplástico com dano acoplado aplicado a solos estruturados MCC Hyperplastic constitutive model with coupled damage applied to structured soils Rogério Francisco Küster Puppi, Mildred Ballin Hecke, Celso Romanel
- 63 Uso de parâmetros geotécnicos como indicadores da erodibilidade de solos Use of geotechnical parameters as indicators of soil s erodibility Felipe Ferreira Oliveira, Rodrigo da Cruz de Araujo