

133 março
marzo
2015

GEOTECNIA



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica



N.º 133 – março/marzo 2015

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

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

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

COMISSÃO EDITORIAL/COMISIÓN EDITORIAL 2015-2016

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

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

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

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

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

- | | | |
|------------|--|---|
| 3 | Editorial | José Couto Marques |
| 5 | Um modelo hidromecânico para análise de fundações de barragens gravidade em betão | Nuno Monteiro Azevedo
Maria Luísa Braga Farinha |
| 35 | Estimativa da resistência não drenada através da energia de cravação do SPT | Camilo Andrés Muñoz Rodríguez
Fernando Schnaid
Edgar Odebrecht |
| 51 | Correlação entre movimentos de massa e pluviosidade nas encostas de João Pessoa/PB – Brasil | Fábio Lopes Soares
Geraldo Moura Ramos Filho |
| 63 | Análise das tensões <i>in situ</i> na mina Cuiabá – Sabará – Minas Gerais – Brasil | Isabela Ribeiro Tropia
Rodrigo Peluci de Figueiredo |
| 73 | Caracterização geotécnica do solo da cidade de Uberlândia (MG)/Brasil para utilização em aterros sanitários | Ana Carolina Gonzaga
Filipe Augusto Silva de Almeida
Giovanna Monique Alelvan
Renata Cristina de O. Guimarães
Karla Maria Wingler Rebelo |
| 91 | Estudo da interação solo-estaca sob carregamento horizontal | Priscila de Christan
Rogério Francisco Kuster Puppi |
| 103 | Resistência ao corte em obras de terra – alguns conceitos e definições | Luís Joaquim Leal Lemos |

Editorial

José Couto Marques

Editor da Revista Geotecnia

O presente número marca a entrada em funções da Comissão Editorial 2015-2016, a quem damos as boas vindas. Os seus 63 membros foram propostos em partes iguais por cada uma das três sociedades, ABMS, SEMSIG e SPG.

Sem citar nomes, para evitar o risco de omissão, merecem um agradecimento especial e o nosso sincero reconhecimento os inúmeros colaboradores dos dois lados do Atlântico que, desde junho de 1971, têm viabilizado a publicação da Revista: autores e revisores de trabalhos de excelente qualidade, exdiretores, coeditores e membros das Comissões Editoriais.

Continuamos a contar com a preciosa colaboração de todos para levar por diante a atividade da Revista, intensificando ainda mais a sua interação com os geotécnicos da América do Sul e da Península Ibérica.

El presente numero señala la entrada en funciones de la Comisión Editorial 2015-2016, a la cual damos la bienvenida. Sus 63 miembros fueron propuestos en partes iguales por cada una de las tres sociedades, ABMS, SEMSIG y SPG.

Sin referir nombres, para evitar el riesgo de omisión, merecen un agradecimiento especial y nuestro sincero reconocimiento los numerosos colaboradores de los dos lados del Atlántico que, desde junio de 1971, han hecho posible la publicación de la Revista: autores y revisores de trabajos de excelente calidad, exdirectores, coeditores y miembros de las Comisiones Editoriales.

Seguimos contando con la preciosa colaboración de todos para llevar adelante la actividad de la Revista, intensificando todavía más su interacción con los geotécnicos de Sudamérica y de la Península Ibérica.

José Couto Marques

UM MODELO HIDROMECAÂNICO PARA ANÁLISE DE FUNDAÇÕES DE BARRAGENS GRAVIDADE EM BETÃO

A hydromechanical model for the analysis of concrete gravity dam foundations

Nuno Monteiro Azevedo*

Maria Luísa Braga Farinha**

RESUMO – Apresenta-se a formulação explícita de um modelo hidromecânico em pequenos deslocamentos, baseado numa tecnologia de elementos finitos de junta. O modelo hidromecânico proposto requer um esquema de pré-processamento robusto, de modo a garantir que os contactos entre os diversos blocos que representam o maciço rochoso de fundação e a barragem são somente aresta/aresta. A parte mecânica do modelo, apesar de limitada a pequenos deslocamentos, tem a vantagem de permitir uma representação rigorosa da distribuição de tensões ao longo das juntas. A parte hidráulica do modelo é perfeitamente compatível com a parte mecânica. O modelo hidromecânico é validado recorrendo a uma situação hipotética de uma barragem gravidade fundada num maciço com fraturação regular e a uma situação real de uma barragem em serviço, comparando os resultados com os obtidos com um modelo discreto em grandes deslocamentos. São também comparados os resultados de análises de estabilidade, concluindo-se que é possível avaliar a segurança ao deslizamento de barragens gravidade em betão recorrendo a modelos de interação em pequenos deslocamentos.

SYNOPSIS – The explicit formulation of a small displacement model for the hydromechanical analysis of concrete gravity dam foundations, based on joint finite elements, is presented. The proposed hydromechanical model requires a thorough pre-processing stage in order to ensure that the interactions between the various blocks which represent both the rock mass foundation and the dam are always edge to edge. The mechanical part of the model, though limited to small displacements, has the advantage of allowing an accurate representation of the stress distribution along the joints. The hydraulic and the mechanical parts of the model are fully compatible. The hydromechanical model is validated using both a hypothetical situation of a gravity dam on a rock mass with a regular joint pattern and a real case of an operating dam, by comparison of the results with those obtained with a large displacement discrete model. Results of stability analyses are also compared, which lead to the conclusion that it is possible to assess the sliding stability of concrete gravity dams using small displacement models.

PALAVRAS CHAVE – Fundações de barragens gravidade, modelo hidromecânico, elementos finitos de junta.

1 – INTRODUÇÃO

As barragens de betão são fundadas em maciços rochosos de natureza descontínua, geralmente com elevados graus de heterogeneidade e de anisotropia. Os trabalhos de melhoria das características mecânicas dos maciços de fundação (injeções de consolidação) e de controlo e observação do escoamento (cortinas de impermeabilização e de drenagem e rede piezométrica), usualmente efetuados durante a fase construtiva, tornam as características dos maciços ainda mais complexas.

* Investigador Auxiliar, Departamento de Barragens de Betão, LNEC. E-mail: nazevedo@lnec.pt

** Investigadora Auxiliar, Departamento de Barragens de Betão, LNEC. E-mail: lbraga@lnec.pt

Nestes maciços o escoamento de água dá-se fundamentalmente através das descontinuidades e há uma grande interdependência entre o comportamento hidráulico e o comportamento mecânico. Esta interação hidromecânica é um aspeto crucial a ter em conta na avaliação da segurança estrutural de barragens de betão, em que os mecanismos de rotura envolvem usualmente descontinuidades do maciço rochoso, a superfície de contacto barragem/fundação ou camadas do maciço de menor resistência. Na base de barragens gravidade em betão as subpressões são particularmente importantes, pois reduzem o efeito estabilizador do peso da estrutura. A construção da barragem e a variação das ações a que a obra está sujeita, durante as fases construtiva e operacional, originam alterações nos caminhos de percolação da água no interior do maciço de fundação e variações na abertura das descontinuidades, que têm influência no comportamento do maciço ao longo do tempo, podendo mesmo comprometer a estabilidade da estrutura.

Na sequência do acidente ocorrido na barragem abóbada de Malpasset, em França, em 1959, foram efetuados diversos estudos que puseram em evidência a relevância do comportamento hidromecânico da fundação (Londe e Sabarly, 1966; Louis, 1969; Louis e Maini, 1970). De facto, os comportamentos hidráulico e mecânico dos maciços rochosos não são independentes. A percolação de água tem influência no comportamento mecânico, pois variações na percolação causam variações nas forças de escoamento e nas tensões efetivas, e estas forças mecânicas alteram o campo de tensões, provocando deformações no maciço rochoso fraturado. Estas deformações, por sua vez, provocam alterações na permeabilidade e, conseqüentemente, na percolação. Os mecanismos de interação dão-se entre a abertura das descontinuidades, a permeabilidade do maciço, a pressão efetiva e o campo de tensões no maciço (Jing e Stephanson, 2007).

O estudo do comportamento hidromecânico requer ferramentas numéricas com algum grau de sofisticação. O comportamento hidromecânico da fundação pode ser simulado modelando o maciço rochoso por um meio contínuo equivalente, ou considerando explicitamente as descontinuidades existentes no maciço. Neste último caso admite-se que o escoamento tem lugar através das descontinuidades, desprezando-se o escoamento através da matriz rochosa. A escolha entre a abordagem contínua (método dos elementos finitos, método das diferenças finitas ou método dos elementos fronteira) ou descontínua (método dos elementos discretos (blocos ou partículas) ou análise descontínua de deformação) depende de fatores específicos relativos ao problema em análise, principalmente da extensão e espaçamento das descontinuidades quando comparadas com a dimensão da zona a estudar, e da geometria da fraturação do maciço. Os dois tipos de abordagem podem ser combinados e utilizados em simultâneo.

Os primeiros modelos numéricos de elementos finitos de análise hidromecânica foram apresentados no início dos anos 70 do século passado e permitiam não só a análise do comportamento hidroelástico linear em meios porosos com um acoplamento implícito mas também do comportamento em meios fraturados usando esquemas sequenciais de acoplamento explícito entre a análise hidráulica e mecânica (Rutqvist e Stephansson, 2003). O primeiro método de análise hidromecânica totalmente acoplado, apresentado por Noorishad *et al.* (1982), recorria a um elemento de junta para modelar as descontinuidades, cujo comportamento não linear era descrito por relações constitutivas estabelecidas com base numa extensão da teoria da consolidação de Biot (1941). Este método requeria menos memória e reduzia os tempos de cálculo, quando comparado com modelos com elementos de quatro pontos nodais utilizados na análise por elementos finitos. Modelos hidromecânicos acoplados de elementos finitos foram propostos por Erban e Gell (1988), em 2D, e por Gomes de Mendonça (1989), em 3D. Os modelos de contínuo equivalente têm em geral por base um esquema de acoplamento simples entre o modelo mecânico e o hidráulico. Mais recentemente têm sido propostos para o estudo de fundações de barragens de betão modelos contínuos que resolvem de forma integrada o problema hidromecânico (Callari *et al.*, 2004). De referir que o sistema de equações resultante deste tipo de modelos com solução monolítica é de muito mais difícil resolução pois as matrizes resultantes não são simétricas.

Modelos para analisar o comportamento hidromecânico de túneis subterrâneos sob pressão, construídos em aproveitamentos hidroelétricos nos quais se inserem muitas barragens de betão, são apresentados em Lamas (1993) e Leitão e Lamas (2006). São consideradas as tensões efetivas e é utilizado um esquema iterativo entre os modelos mecânico e hidráulico, que são independentes. Para análise de maciços rochosos, Asgian (1989) e Cammarata *et al.* (2007) apresentam modelos contínuos acoplados que usam diferentes métodos nos domínios mecânico (método dos elementos de fronteira) e hidráulico (diferenças finitas e elementos finitos). Em Wei e Hudson (1998) é apresentado um modelo híbrido discreto/contínuo, que recorre ao método dos elementos discretos na zona de interesse e ao método dos elementos de fronteira na definição das condições fronteira.

Modelos hidromecânicos de natureza discreta que consideram de forma explícita as descontinuidades existentes no maciço rochoso podem ser encontrados em Ng e Small (1997) e em Segura e Carol (2008). As descontinuidades são representadas por elementos finitos de junta baseados na teoria de consolidação de Biot. O esquema de solução pode ser monolítico ou, de forma simplificada, pode-se adotar um modelo de solução acoplado não simultâneo no tempo, resolvendo-se cada domínio de forma separada e compatibilizando a informação no fim de cada incremento de tempo. Latham *et al.* (2013) apresentam um modelo hidromecânico para estudo da propagação da fratura em maciços rochosos em que a interação mecânica entre blocos é baseada em técnicas de elementos discretos e o modelo hidráulico em técnicas de elementos finitos, considerando escoamento nas descontinuidades (elementos de junta) e na matriz rochosa (elementos planos).

Modelos de elementos discretos que têm em consideração o acoplamento entre os comportamentos hidráulico e mecânico são adequados para análises de estabilidade de barragens gravidade, tendo em consideração as pressões da água resultantes das condições de escoamento. Aplicações a diversas barragens têm sido desenvolvidas com o programa UDEC (Itasca, 2004), que propõe um modelo hidráulico que de forma simplificada considera o efeito das tensões (nas descontinuidades) na permeabilidade do maciço de fundação (e.g. Lemos, 1987; Mostyn *et al.*, 1997; Barla *et al.*, 2004). Em Gimenes e Fernández (2006) e Farinha (2010) demonstra-se que é possível calibrar o modelo discreto de modo a obter respostas muito próximas das observadas em obra.

Recentemente foi proposto um modelo hidromecânico em que o contato entre blocos é baseado num modelo aresta/aresta que permite uma distribuição de tensões mais próxima da real e o correspondente modelo hidráulico associado é definido de forma consistente com o modelo numérico (Bretas *et al.*, 2013). Quando comparado com o modelo adotado no UDEC, em que os pontos de pressão são definidos em domínios a meia distância entre contactos, o modelo proposto tem a vantagem de o modelo hidráulico ficar associado aos pontos nodais da malha de elementos finitos e a localização dos pontos de cálculo de pressão do fluido coincidir com os pontos de contacto.

Neste trabalho é proposto um modelo hidromecânico baseado numa tecnologia de elementos finitos de junta. É um modelo computacionalmente menos exigente que os modelos baseados numa tecnologia de elementos discretos (Itasca, 2004; Bretas *et al.*, 2013). A adoção de discretizações equivalentes ao longo das arestas dos blocos em contacto permite a obtenção de campos de tensões compatíveis nas interfaces. No entanto, o modelo proposto requer um esquema de pré-processamento robusto, de modo a garantir que as interações entre blocos são somente aresta/aresta. O modelo hidráulico segue os princípios gerais definidos em Bretas *et al.* (2013), fazendo coincidir os nós hidráulicos onde se calculam as pressões com os pontos nodais da malha de elementos finitos, onde são calculados os deslocamentos. O modelo hidromecânico apresentado é validado recorrendo a uma situação hipotética de uma barragem gravidade fundada num maciço com fraturação regular e a uma situação real de uma barragem gravidade em serviço, comparando os resultados com os obtidos com um modelo discreto em grandes deslocamentos. São também comparados os resultados de análises de estabilidade, concluindo-se que é possível avaliar a segurança ao deslizamento de barragens gravidade em betão recorrendo a modelos de interação em pequenos deslocamentos.

2 – FORMULAÇÃO

2.1 – Modelo mecânico

2.1.1 – Introdução

O modelo mecânico adotado é um modelo de natureza discreta que utiliza um algoritmo de solução explícito baseado no método das diferenças centrais (Azevedo, 2003; Lemos, 2004). Cada bloco do modelo é discretizado internamente com uma malha de elementos triangulares, de modo a considerar-se a sua deformabilidade. Na Fig. 1 apresenta-se o ciclo de cálculo do modelo mecânico explícito adotado.

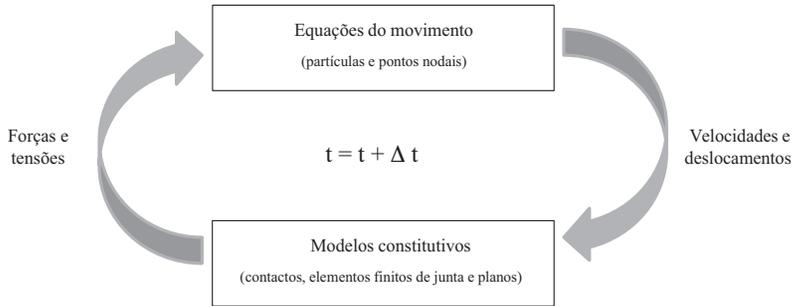


Fig. 1 – Ciclo de cálculo do modelo mecânico.

Para um dado ponto nodal ou partícula as equações do movimento são dadas por:

$$m \ddot{u}_i(t) + c \dot{u}_i(t) = F_i(t) + m g_i \quad (1)$$

em que $\dot{u}_i(t)$ é a velocidade, $\ddot{u}_i(t)$ é a aceleração, c é a constante de amortecimento, proporcional à velocidade, m é a massa nodal, g_i é aceleração da gravidade e $F_i(t)$ são as forças nodais a atuar num dado instante definidas por três termos:

$$F_i(t) = F_i^e(t) + F_i^c(t) + F_i^l(t) \quad (2)$$

onde $F_i^e(t)$ são as forças externas aplicadas no ponto nodal, $F_i^c(t)$ são as forças externas devidas ao contacto com blocos vizinhos que só existem nos pontos nodais na fronteira do bloco, e $F_i^l(t)$ são as forças internas devidas à deformação dos elementos finitos planos associados (Lemos e Cundall, 1999). A integração da equação (1) é realizada com base no método das diferenças centrais que é condicionalmente estável. A definição do passo de cálculo e o esquema de solução a adotar quando se requer apenas a solução estática do problema podem ser encontrados em Azevedo (2003).

A interação entre blocos deformáveis pode ser realizada através de técnicas de elementos discretos que possibilitam uma análise em grandes deslocamentos. Tradicionalmente é adotada em 2D a hipótese de contacto pontual, vértice/vértice ou vértice/aresta na interação entre os blocos (Lemos, 2004). Em Bretas *et al.* (2013) é proposto um modelo de interação com base num esquema aresta/aresta que permite uma melhor representação das tensões desenvolvidas na interface. É ainda possível definir um esquema de interação partícula circular/aresta recorrendo-se à discretização da aresta de cada bloco por uma fiada de partículas circulares interiores (Azevedo *et al.*, 2007). Este esquema de interação conduz a um aumento das exigências computacionais, mas reduz a complexidade

no tratamento do contacto, nomeadamente na definição: i) do comprimento de influência de cada contacto (diâmetro da partícula); ii) da normal de cada contacto (normal à aresta); e iii) da transição de um contacto do tipo vértice/vértice para vértice/aresta.

Na Fig. 2 representa-se dois tipos de interação possíveis com base em modelos discretos para o exemplo de interação entre um bloco B1, discretizado com dois elementos finitos triangulares e dois blocos B2 e B3, igualmente discretizados com dois elementos finitos triangulares. Tal como referido, uma metodologia de interação baseada no método dos elementos discretos permite a incorporação de grandes deslocamentos, facilitando a transição gradual entre o contacto vértice/aresta para vértice/vértice e permitindo adotar malhas independentes nos dois blocos.

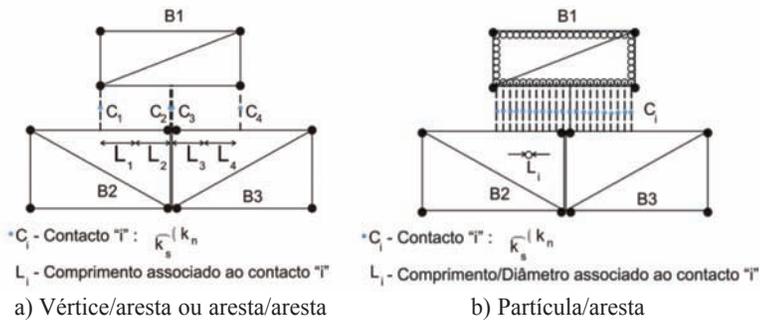


Fig. 2 – Modelos de contacto com base no método dos elementos discretos (MED).

Os elementos finitos de junta (Goodman *et al.*, 1968; Hohberg, 1992), requerem que as malhas de elementos finitos de cada bloco sejam compatíveis, e são, em geral, adequados para análises em pequenos deslocamentos. Na análise ao deslizamento de barragens gravidade para o sismo máximo de projeto (Azevedo *et al.*, 2012), verifica-se que esta hipótese é válida. Nos estudos realizados no âmbito deste artigo verifica-se que é válida a hipótese de pequenos deslocamentos no estudo do comportamento hidromecânico de fundações de barragens de betão e em análises de estabilidade sob ações estáticas. Nestes casos obtêm-se com a hipótese de pequenos deslocamentos resultados muito próximos dos obtidos em grandes deslocamentos. No caso de se registarem deslocamentos não compatíveis com a hipótese inicial de pequenos deslocamentos, só é possível aferir com exatidão o comportamento estrutural recorrendo a um modelo em grandes deslocamentos.

No elemento finito de junta, dado que existe uma perfeita compatibilidade do campo de deslocamentos ao longo das interfaces, obtêm-se, para discretizações similares, uma representação mais rigorosa da distribuição de tensões ao longo das juntas do que com modelos de elementos discretos tradicionais. Na Fig. 3 representa-se a interação entre o bloco B1 e os blocos B2 e B3, com base em elementos de junta. Tal como referido, é necessário compatibilizar a malha de elementos

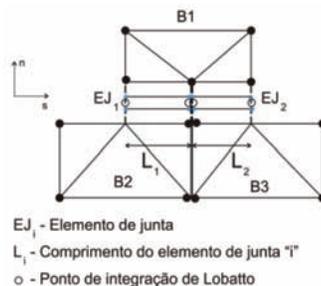


Fig. 3 – Modelo do elemento de junta.

finitos interna de cada bloco, de modo a garantir que as interações são apenas do tipo aresta/aresta (secção 2.1.3). De referir ainda que num esquema com elementos finitos de junta é mais fácil incorporar modelos de comportamento não linear com coesão e plasticidade (Carol *et al.*, 1997).

No modelo hidromecânico proposto o domínio mecânico é representado por elementos de junta em pequenos deslocamentos. No entanto, em cálculos de estabilidade é possível efetuar uma análise em grandes deslocamentos, substituindo o modelo de juntas nas interfaces envolvidas no mecanismo de rotura por um modelo discreto partícula/aresta, em que cada aresta do bloco é discretizado com uma malha interna de partículas (Azevedo *et al.*, 2007).

2.1.2 – Elemento de junta

Na Fig. 4 representa-se as funções de forma lineares associadas ao elemento de junta e o sistema de eixos local adotado (s,n). O elemento de junta possibilita uma descontinuidade no campo de deslocamentos, tendo por base uma relação direta entre tensões e deslocamentos. Em cada ponto de integração do elemento de junta as tensões nos eixos locais são dadas por:

$$\sigma_n(t + \Delta t) = \sigma_n(t) + k_n \Delta u_n(t) \quad (3)$$

$$\tau_s(t + \Delta t) = \tau_s(t) + k_s \Delta u_s(t) \quad (4)$$

onde $\sigma_n(t)$ e $\tau_s(t)$ são os valores no instante atual de tensão normal e tensão de corte; $\sigma_n(t + \Delta t)$ e $\tau_s(t + \Delta t)$ são as estimativas elásticas dos valores de tensão normal e de corte no instante a seguir; $\Delta u_n(t)$ e $\Delta u_s(t)$ são os incrementos de deslocamento na direção normal e na direção tangencial da junta, definidos com base nos deslocamentos dos pontos nodais que definem a junta; k_n e k_s são os valores de rigidez normal e tangencial, associados ao elemento de junta. Com base na estimativa de tensões adota-se o modelo constitutivo da junta e corrigem-se os valores previstos caso seja necessário.

Nos estudos realizados adotou-se uma regra de dois pontos de Lobatto para a integração numérica dos elementos de junta (Fig. 3 e Fig. 4). Os pontos de integração coincidem com a posição dos nós do elemento de junta no plano médio, cujas coordenadas são dadas pela média das coordenadas dos pontos nodais dos elementos planos triangulares de cada lado da junta.

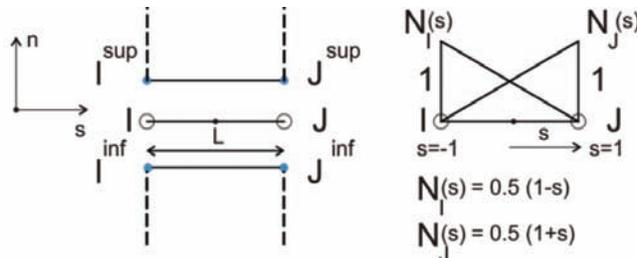


Fig. 4 – Modelo de elemento de junta (funções de forma e eixos locais).

Em cada ponto de integração, o vetor de tensões nos eixos globais é dado em função das tensões locais e dos vetores normal e tangencial do elemento de junta por:

$$\vec{\sigma}(t) = \sigma_n(t) \vec{n} + \tau_s(t) \vec{s} \quad (5)$$

As forças nodais internas em cada ponto nodal fictício do plano médio do elemento de junta (Fig. 4) são dadas por:

$$\vec{F}_{\text{int},I}(t) = \sum_{i=1}^n \vec{\sigma}(t) N_I w_i \det J_i t_h \quad (6)$$

onde, N_I é o valor da função de forma associada ao nó I no ponto de integração i , w_i é o peso associado ao ponto de integração i , $\det J_i$ é o determinante do jacobiano no ponto de integração i e t_h é a espessura do elemento de junta, a que normalmente se atribui o valor unitário. As forças internas nos nós superiores e nos nós inferiores do elemento de junta (Fig. 4) são definidas através de:

$$\vec{F}_{\text{int},I}^{\text{sup}}(t) = + \vec{F}_{\text{int},I}(t) \quad (7)$$

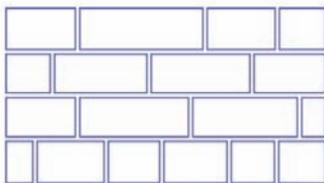
$$\vec{F}_{\text{int},I}^{\text{inf}}(t) = - \vec{F}_{\text{int},I}(t) \quad (8)$$

2.1.3 – Esquema de pré-processamento (geração do modelo com blocos compatíveis)

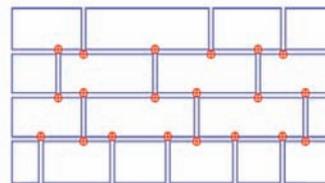
Na Fig. 5 representa-se o esquema de inserção de nós para compatibilização das arestas dos blocos do modelo. Antes de gerar a malha de elementos planos triangulares interna de cada bloco é necessário detetar, para cada aresta de cada bloco, os vértices dos blocos vizinhos que são interseçados por cada uma das arestas. Estes vértices são inseridos na definição da geometria de cada bloco, através da subdivisão das arestas. No fim deste processo existe uma compatibilidade perfeita aresta/aresta entre blocos vizinhos.

Numa segunda fase, é definida para cada bloco a malha interna de elementos finitos planos triangulares, com base num esquema de geração de Delaunay 2D (George *et al.*, 1991). As arestas de cada bloco são refinadas com pontos nodais com base no comprimento desejado de cada lado da malha de elementos finitos triangulares. Desde que se garanta que nas arestas dos blocos vizinhos se adota o mesmo comprimento de refinamento, os nós gerados ao longo de cada lado coincidem em blocos vizinhos, garantindo-se que a compatibilidade entre blocos vizinhos é respeitada. Por fim gera-se de forma automática uma malha de elementos planos triangulares.

Na Fig. 6 define-se, para um dado sistema de blocos representativos de uma barragem gravidade fundada num maciço rochoso, os vários passos necessários para obter um sistema final com elementos de junta perfeitamente compatível. De referir que os modelos de natureza descontínua requerem a prévia idealização de um maciço rochoso como um sistema de blocos. É assim importante dispor de uma ferramenta de pré-processamento que defina o sistema de blocos num dado domínio. Nos exemplos apresentados adotou-se o módulo de geração do programa UDEC (Itasca, 2004).

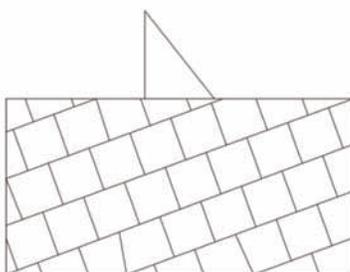


a) Sistema de blocos inicial

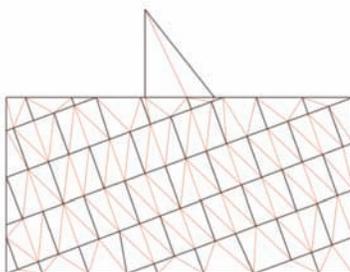


b) Sistema de blocos com arestas compatíveis após inserção de nós

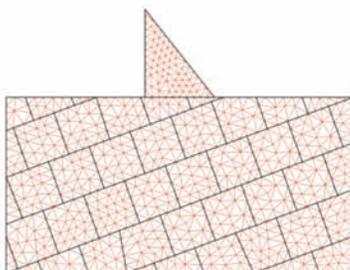
Fig. 5 – Esquema de inserção de nós em blocos vizinhos para compatibilização das arestas.



a) Sistema de blocos inicial



b) Sistema de blocos após inserção de pontos nodais para compatibilização (malha interna triangular para identificação dos pontos nodais inseridos em cada bloco)



c) Malha de elementos finitos após refinamento dos lados de cada bloco (compatibilização perfeita aresta/aresta)

Fig. 6 – Esquema de pré-processamento para compatibilização das juntas.

2.2 – Modelo hidráulico

O modelo hidráulico é sobreposto ao modelo mecânico, tal como no modelo proposto por Bretas *et al.* (2013). Dado que o esquema de processamento adotado gera uma malha de elementos planos triangulares perfeitamente compatível, a definição do modelo hidráulico é imediata. Com base no modelo mecânico, Fig. 7 a), os canais de escoamento (CE) do modelo hidráulico, representados na Fig. 7 b), coincidem com o plano médio dos elementos de junta (EJ). A cada elemento de junta corresponde um canal de escoamento.

Os nós hidráulicos (NH) resultam da sobreposição dos vários nós adjacentes do domínio mecânico, que no início da simulação apresentam as mesmas coordenadas. As coordenadas de cada nó hidráulico são dadas pela média das coordenadas do grupo de nós do modelo mecânico a ele associado. Numa fase inicial os pontos nodais que pertencem ao grupo são coincidentes, mas dado que têm um comportamento mecânico independente, vão mudando de posição ao longo do processo de cálculo. O volume de cada CE é obtido com base nas aberturas mecânicas medidas nos pontos nodais do elemento de junta associado ao CE.

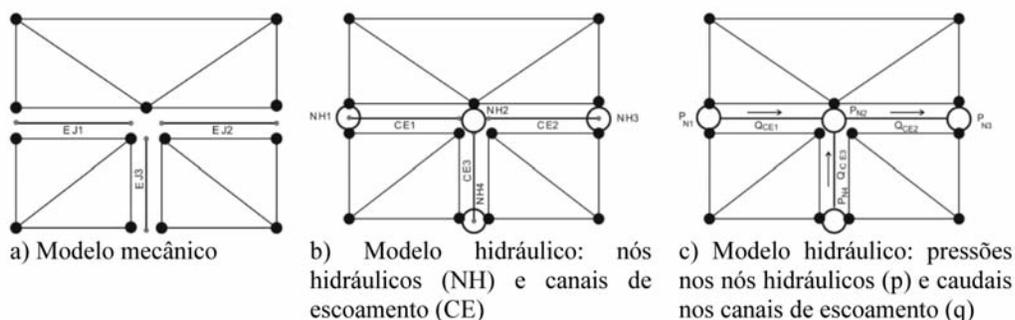


Fig. 7 – Sobreposição do modelo hidráulico no modelo mecânico.

Tal como indicado na Fig. 7, as pressões são definidas nos nós hidráulicos, que coincidem com os nós mecânicos, e os caudais são calculados nos canais de escoamento. Dado que os NH coincidem com os nós mecânicos é possível definir com rigor a localização das condições de fronteira hidráulica. No modelo proposto, tal como no modelo apresentado em Bretas *et al.* (2013), há uma continuidade das pressões em zonas de confluência de vários canais de escoamento, isto é, nos NH. Dado que os NH, onde se calculam as pressões, têm a mesma localização dos nós mecânicos, existe uma perfeita compatibilização entre os modelos mecânico e hidráulico, garantindo-se uma precisão de resultados maior, para a mesma discretização, do que quando os cálculos são efetuados recorrendo a modelos em que não existe esta sobreposição perfeita.

No modelo hidráulico proposto é necessário começar por definir a abertura hidráulica (a_h) associada a cada CE. Dado que cada CE coincide com o elemento de junta do modelo mecânico, o valor do deslocamento normal da junta (u_n) nos pontos de integração (pontos de Lobatto) é conhecido em cada uma das extremidades do CE.

De acordo com o esquema apresentado no programa UDEC (Itasca, 2004), a abertura hidráulica associada a cada ponto de integração (extremidades do CE) é obtida em função do deslocamento normal da junta (abertura mecânica) e de três parâmetros (a_0 , a_{min} e a_{max}):

$$a_h = \begin{cases} a_{min} & se \quad u_n + a_0 < a_{min} \\ u_n + a_0 & se \quad a_{min} \leq u_n + a_0 \leq a_{max} \\ a_{max} & se \quad u_n + a_0 > a_{max} \end{cases} \quad (9)$$

A Fig. 8 representa de forma gráfica o significado físico dos três parâmetros de entrada do modelo para a definição da abertura hidráulica. O valor a_0 define a abertura hidráulica para um valor de abertura mecânica de junta nulo, que traduz a permeabilidade do meio quando livre de tensões impostas por solicitações exteriores. Para valores muito elevados de abertura de junta adota-se o

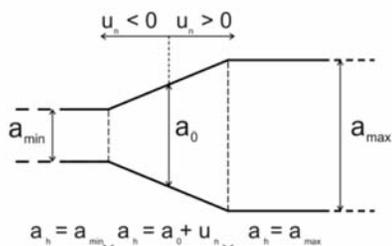


Fig. 8 – Abertura hidráulica.

valor a_{max} , que limita a permeabilidade máxima das juntas. Para uma junta sob compressões significativas adota-se o valor a_{min} , que representa a permeabilidade existente quando as descontinuidades estão fortemente comprimidas. Os valores destes parâmetros do modelo podem ser calibrados de forma a obter pressões e caudais próximos dos observados.

Dado que cada CE está associado a um elemento de junta com dois pontos de integração em cada extremidade, a abertura média do canal de escoamento é dada em função das aberturas hidráulicas calculadas em cada extremidade:

$$a_{h,CE} = \frac{a_{h,1} + a_{h,2}}{2} \quad (10)$$

Este valor de abertura hidráulica é utilizado quer no cálculo do caudal que percorre o CE, quer no cálculo do volume hidráulico associado ao CE. Para o cálculo do caudal no CE adota-se a hipótese simplificativa de escoamento laminar entre placas paralelas (Louis, 1969; Louis e Maini, 1970; Snow, 1965). Este caudal é dado por (Bear, 1988):

$$Q_{CE} = \frac{1}{12} \frac{g}{\nu_k} a_{h,CE}^3 \frac{\Delta H_{CE}}{L} = \frac{1}{12} \frac{g}{\mu} a_{h,CE}^3 \rho_w = k_{CE,i} \rho_w g \Delta H_{CE} \quad (11)$$

em que g é a aceleração da gravidade, ν_k é a viscosidade cinemática do fluido, L é o comprimento da descontinuidade, que neste caso particular coincide com o comprimento do CE, ρ_w é a massa volumica do fluido, μ é a viscosidade dinâmica do fluido que se relaciona com a viscosidade cinemática do fluido por $\mu = \nu_k \rho_w$, $k_{CE,i}$ é a permeabilidade do CE e ΔH_{CE} é a perda de carga entre as duas extremidades da descontinuidade dada por:

$$\Delta H_{CE} = \left(\frac{P_2}{\rho_w g} + y_2 \right) - \left(\frac{P_1}{\rho_w g} + y_1 \right) \quad (12)$$

Na equação (12) P_i e y_i são a pressão e a cota na extremidade i do canal de escoamento, respetivamente. No cálculo da perda de carga despreza-se a contribuição do termo dinâmico associado à velocidade do escoamento. Em cada NH somam-se os caudais que percorrem os CE confluentes nesse NH (Q_{NH}) com base em:

$$Q_{NH}(t) = \sum_{i=1}^n Q_{CE_i}(t) \quad (13)$$

A variação de pressão no NH para um fluido compressível depende do valor dos caudais confluentes e da variação de volume hidráulico associado ao NH:

$$\Delta P_{NH}(t) = \frac{K_w}{V_{NH}(t)} (Q_{NH}(t) \Delta t + \Delta V_{NH}(t)) \quad (14)$$

em que ΔP_{NH} é a variação de pressão no NH, K_w é o módulo de deformabilidade volumétrica do fluido, $\Delta V_{NH}(t)$ é a variação de volume associado ao NH entre dois passos consecutivos e Δt é o passo de cálculo adotado no domínio hidráulico.

Desde que se considere apenas o escoamento em regime permanente, a variação de volume entre dois passos consecutivos pode ser desprezada. A pressão no instante subsequente é então dada por:

$$P_{NH}(t + \Delta t) = P_{NH}(t) + \frac{K_w}{V_{NH}(t)} Q_{NH}(t) \Delta t \quad (15)$$

O modelo hidráulico tal como proposto permite o cálculo das situações de escoamento confinado e de escoamento com superfície livre. No escoamento em maciços rochosos não se observam pressões negativas, pelo que no modelo de cálculo apresentado é necessário incluir artifícios numéricos que garantam que os valores de pressão obtidos são maiores ou iguais a zero. Assim, se forem determinadas pressões negativas durante o processo de cálculo (equação (15)), estas são imediatamente igualadas a zero. Adicionalmente é ainda incluído um segundo artifício (Bretas *et al.*, 2013) de modo a garantir que a solução de escoamento converge para um estado de equilíbrio onde não se verificam pressões negativas. Para isso, adota-se um esquema que reduz progressivamente o caudal num dado CE (calculado pela equação (11)) nos casos em que o escoamento no CE se estabelece essencialmente devido à ação da gravidade. O fator de redução é dado por:

$$f_{red} = \begin{cases} \frac{P_i}{(y_1 - y_2) \rho_w g} & \text{se } H_1 > H_2 \cap y_1 > y_2 \cap P_i < (y_1 - y_2) \rho_w g \\ 1 & \text{caso contrário} \end{cases} \quad (16)$$

em que H_i , P_i e y_i são a carga hidráulica, a pressão e a cota na extremidade i do CE, respetivamente. O ciclo de cálculo hidráulico é o indicado na Fig. 9. Em cada instante, tendo em consideração a posição relativa dos blocos, são conhecidas as aberturas mecânicas dos elementos de junta. A partir destes valores, calculam-se em cada CE as aberturas hidráulicas, a condutividade nos canais de escoamento, o gradiente hidráulico e o caudal percolado (equações (9) a (12)). Com base nos caudais calculados em cada CE definem-se os caudais associados a cada nó hidráulico de modo a obter as novas pressões nos nós (equações (13) e (15)).

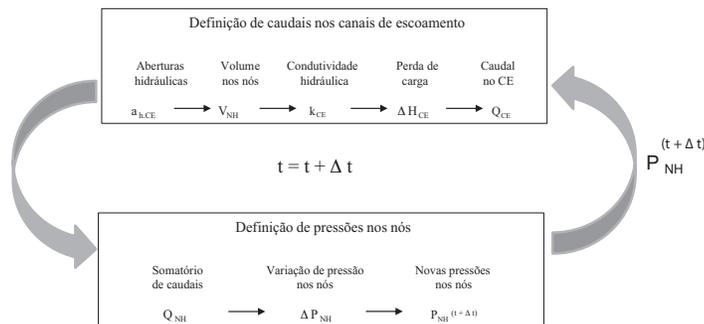


Fig. 9 – Ciclo de cálculo hidráulico.

O modelo hidráulico proposto é similar ao modelo mais simples de junta para escoamento apresentado em Segura e Carol (2004), em que apenas se define escoamento longitudinal ao longo da junta. No entanto, no modelo apresentado tira-se partido da formulação proposta no programa UDEC, que de forma aproximada define a condutividade hidráulica da junta em função da sua abertura hidráulica, dependente da abertura mecânica (equação (9)).

2.2.1 – Estabilidade numérica do modelo hidráulico

De modo a garantir a estabilidade numérica do algoritmo de solução explícito baseado no método das diferenças centrais é necessário determinar o passo de cálculo crítico do modelo hidráulico. Em cada nó hidráulico o passo de cálculo limite é condicionado pelo volume do NH e pela permeabilidade dos canais de escoamento convergentes nesse NH:

$$\Delta_{t,NH} = \frac{\sum_{n_{CE}} V_{CE,i}}{k_w \sum_{n_{CE}} k_{CE,i}} = \frac{V_{NH}}{k_w \sum_{n_{CE}} k_{CE,i}} \quad (17)$$

em que $V_{CE,i}$ e $k_{CE,i}$ são o volume e a condutividade hidráulica de cada CE convergente no NH, respetivamente, e n_{CE} é o número total de canais de escoamento convergentes no NH. O passo de cálculo crítico do domínio hidráulico é o mínimo dos passos de cálculo limite associados a cada NH:

$$\Delta_t = \min(\Delta_{t,NH})_{\Omega} \quad (18)$$

Para a análise de escoamento em regime permanente, os volumes associados a cada NH podem ser escalados a partir do passo de cálculo crítico, de modo a acelerar a convergência. Neste caso opta-se, tal como no modelo mecânico (Azevedo, 2003), por escalar os volumes de cada NH assumindo um passo de cálculo unitário. Os volumes fictícios associados a cada NH, $V_{fic,NH}$, são então dados por:

$$V_{fic,NH} = k_w \sum_{n_{CE}} k_{CE,i} \quad (19)$$

2.3 – Modelo hidromecânico

O modelo hidromecânico resulta do acoplamento do modelo mecânico com o modelo hidráulico. Simplificadamente adota-se nestes dois domínios um passo de cálculo comum: o menor dos passos de cálculo de cada domínio. Nas análises em que se admite que o escoamento ocorre em regime permanente e se pretende obter apenas a solução estática do modelo mecânico, opta-se por adotar um passo de cálculo unitário nos dois domínios. Os volumes hidráulicos associados aos nós hidráulicos e as massas associadas aos pontos nodais do modelo mecânico são escalados admitindo o passo de cálculo unitário de modo a ser garantida a estabilidade numérica.

Na Fig. 10 apresenta-se o ciclo de cálculo do modelo hidromecânico, que tem por base um esquema de acoplamento entre o modelo mecânico e o hidráulico, que evolui ao longo do tempo

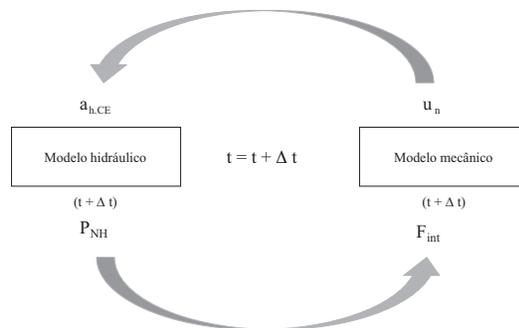


Fig. 10 – Ciclo de cálculo hidromecânico.

através da interação entre os dois domínios. Em cada instante as aberturas hidráulicas são calculadas com base nos deslocamentos normais nas juntas obtidas no modelo mecânico. De seguida, as pressões obtidas no modelo hidráulico são transferidas para o modelo mecânico e são consideradas no cálculo das forças internas nas juntas (tensões efetivas).

3 – VALIDAÇÃO DO MODELO HIDROMECHANICO

3.1 – Conjunto barragem/fundação idealizado

De modo a validar o modelo hidromecânico proposto, Parmac2D-FFlow, foi analisado o comportamento hidromecânico de um conjunto idealizado barragem/fundação (Fig. 11) comparando-se os resultados com os obtidos com o programa UDEC (Itasca, 2004). Este modelo corresponde a uma situação hipotética de uma barragem gravidade fundada num maciço com fraturação regular. O sistema de blocos da fundação foi definido de modo a ser possível adotar no programa Parmac2D-FFlow a mesma malha de elementos finitos planos que é usada no programa UDEC, isto é, procurou-se adotar modelos mecânicos com geometria semelhante. Foram comparados não só resultados do modelo hidromecânico mas também tempos de execução.

No modelo descontínuo apresentado na Fig. 11 as descontinuidades na fundação da barragem são representadas por uma malha quadrada com 5,0 m de lado. O modelo da fundação tem 170,0 m de largura e 80,0 m de profundidade. A barragem tem 40,0 m de altura e a sua base mede 30,0 m na direção montante-jusante. No corpo da barragem consideram-se juntas verticais espaçadas de 5,0 m e juntas horizontais espaçadas de 2,5 m. Este modelo simplificado, com uma malha regular, não requer a utilização do esquema de pré-processamento para compatibilização das juntas. O modelo inicial de blocos foi gerado com base nos algoritmos de geração incluídos no programa UDEC.

Como referido, o modelo Parmac2D-FFlow e o modelo UDEC têm uma geometria semelhante, com 603 blocos deformáveis que se encontram subdivididos em 9152 elementos triangulares, com um total de 7520 pontos nodais. O modelo Parmac2D-FFlow tem 2228 elementos de junta, a que correspondem 4456 pontos de integração. O modelo UDEC apresenta 4456 contactos que numa fase inicial praticamente coincidem com os 4456 pontos de integração dos elementos de junta do modelo Parmac2D-FFlow. No modelo UDEC a localização dos pontos de contacto depende do valor adotado para o arredondamento das arestas dos blocos, que no caso em análise foi de 0,10 m.

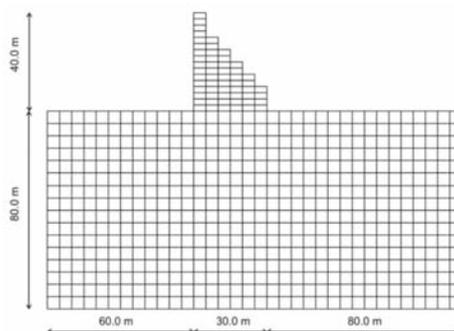


Fig. 11 – Modelo descontínuo do conjunto barragem/fundação.

A Fig. 12 apresenta a discretização do modelo hidromecânico Parmac2D-FFlow: Fig. 12 a) modelo mecânico com os elementos planos e com os elementos de junta, e Fig.12 b) modelo

hidráulico com 1635 nós hidráulicos e 2088 canais de escoamento. Admitiu-se que a permeabilidade nas juntas da zona em betão era nula, pelo que na Fig. 12 b) não estão representados canais de escoamento no corpo da barragem.

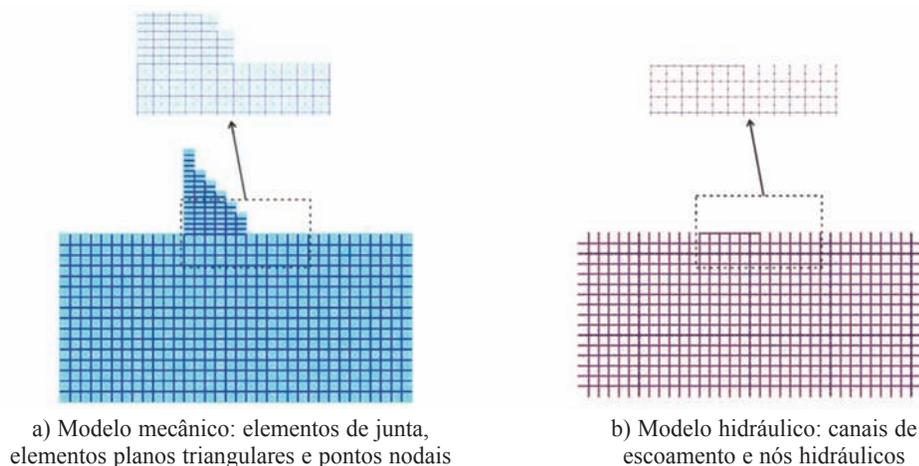


Fig. 12 – Discretização do modelo hidromecânico – Parmac2D-FFlow.

No modelo apresentado admitiu-se que o betão da barragem e os blocos do maciço têm um comportamento elástico linear, com as propriedades indicadas no Quadro 1. O comportamento das discontinuidades é descrito pelo modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. Nas juntas da zona em betão, nas discontinuidades do maciço e na ligação barragem/fundação considera-se a rigidez normal (k_n) igual a 10 GPa/m, a rigidez tangencial (k_s) igual a 5 GPa/m e um ângulo de atrito (φ) de 35°. Nas juntas da zona em betão e na ligação barragem/fundação admite-se que a coesão e a resistência à tração assumem o valor de 2 MPa. Nas discontinuidades do maciço de fundação admite-se que a coesão e a resistência à tração são nulas.

Quadro 1 – Propriedades mecânicas dos materiais.

Material	E [GPa]	ν	ρ [kg/m ³]
Betão da barragem	30,0	0,2	2400,0
Blocos do maciço rochoso	10,0	0,2	2650,0

No modelo hidráulico consideraram-se em todo o domínio os seguintes valores para os três parâmetros que permitem determinar a abertura hidráulica associada a cada NH, tendo em conta o valor da abertura mecânica: $a_0 = 0,1668$ mm, $a_{min} = 0,05$ mm e $a_{max} = 0,25$ mm. No Quadro 2 indicam-se as propriedades hidráulicas dos canais de escoamento.

O procedimento de cálculo adotado foi o mesmo em ambos os programas. A análise foi efetuada em duas fases. Primeiro determinou-se, em simultâneo, o efeito mecânico do peso da barragem, admitindo que a superfície freática se encontrava à cota do terreno e que a relação entre tensões efetivas horizontais e verticais *in situ* era igual a 0,5. Em seguida aplicou-se a pressão hidrostática no paramento de montante e na base da albufeira. Admitiu-se que o nível de albufeira se encontrava à cota do coroamento da barragem, 40,0 m acima da superfície de fundação. Nesta

Quadro 2 – Propriedades hidráulicas dos canais de escoamento.

Canal de escoamento (CE)	K_w [GPa]	k_{CE} [MPa ⁻¹ s ⁻¹]
CE Betão/Maciço	2,1	$0,8300 \times 10^8$
CE Maciço/Maciço	2,1	$0,4150 \times 10^8$

segunda fase, foi primeiro efetuado um cálculo mecânico e, em seguida, um cálculo hidromecânico. Em ambas as fases foram impedidos os deslocamentos horizontais e verticais da base do modelo e os deslocamentos horizontais das fronteiras laterais. Relativamente às condições de fronteira do modelo hidráulico, admitiu-se uma permeabilidade nula na base e nas fronteiras laterais do modelo.

Na Fig. 13 representa-se a distribuição de tensões totais verticais obtidas com os dois programas, após a convergência do modelo hidromecânico. Tal como esperado, verifica-se que os resultados são muito próximos, pois a geometria inicial dos blocos é praticamente igual e é aceitável a hipótese de pequenos deslocamentos.

Na Fig. 14 apresenta-se gráficos com a distribuição das pressões, das tensões normais efetivas e das aberturas hidráulicas ao longo da base da barragem obtidas com os dois programas. Verifica-se que os resultados obtidos são muito próximos. As ligeiras diferenças nos resultados estão essencialmente relacionadas com as diferenças existentes entre o modelo hidráulico proposto e o modelo hidráulico implementado no programa UDEC. O programa Parmac2D-FFlow assenta numa sobreposição perfeita entre os domínios mecânico e hidráulico (a localização dos nós no modelo mecânico e no hidráulico coincidem) o que facilita a definição das condições fronteira e otimiza a transferência de informação entre os dois domínios.

Dado que o nó hidráulico no programa Parmac2D-FFlow representa o conjunto de pontos nodais mecânicos que confluem numa dada zona, existe uma continuidade das pressões ao longo das descontinuidades, como, por exemplo, ao longo da base da barragem. No programa UDEC tal não se verifica (Fig. 14 a), pois os nós hidráulicos (domínios) estão localizados entre os pontos de contacto, o que corresponde, de forma aproximada, a estarem localizados a meia distância entre as extremidades dos elementos de junta do modelo Parmac2D-FFlow. As diferenças entre os dois modelos podem ser atenuadas se se adotar no modelo UDEC uma discretização mais refinada. Para discretizações similares o modelo proposto permite obter uma distribuição de pressões mais precisa, dado que as condições de fronteira hidráulica são definidas nos mesmos pontos que as condições de fronteira mecânica e é obtida diretamente do cálculo uma continuidade de pressões em zonas de confluência de diferentes descontinuidades.

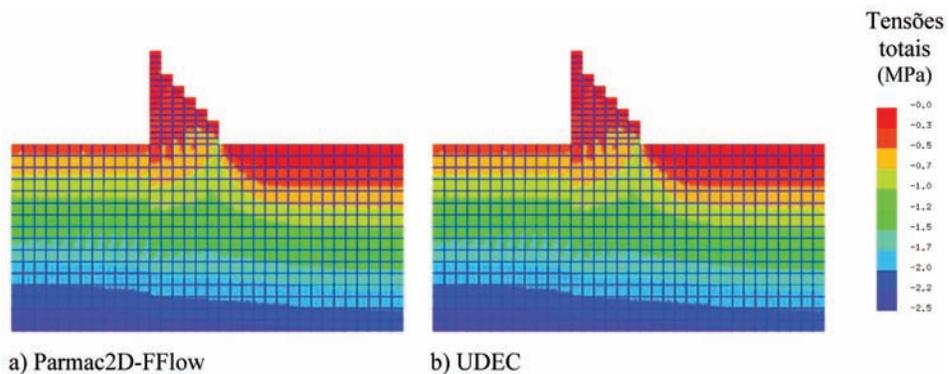
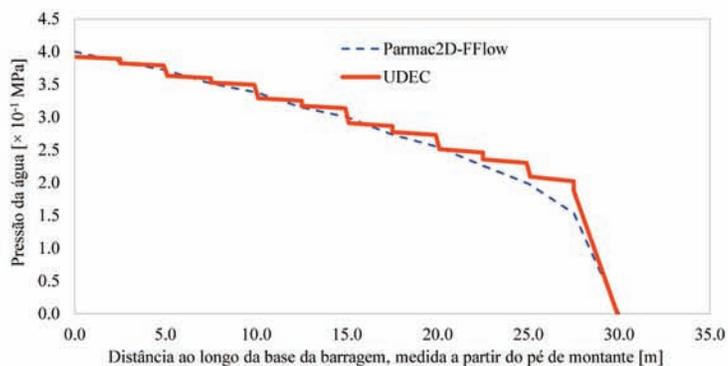
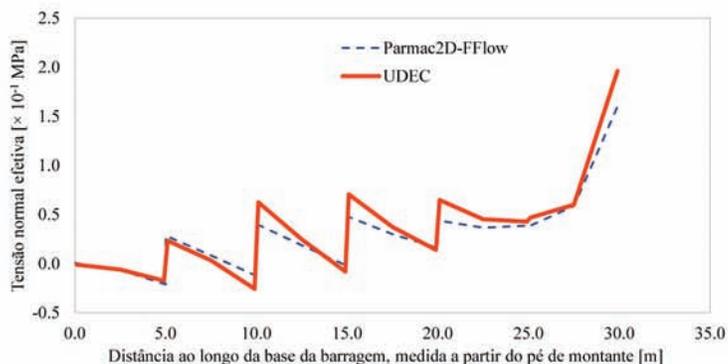


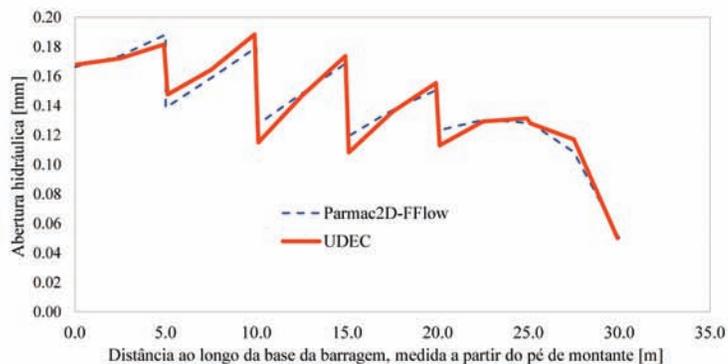
Fig. 13 – Distribuição das tensões verticais totais nos elementos planos triangulares.



a) Pressões



b) Tensões normais efetivas



c) Aberturas hidráulicas

Fig. 14 – Distribuição de pressões, tensões normais efetivas e aberturas hidráulicas ao longo da base da barragem.

De referir ainda que existe apenas uma diferença de 6,4% entre os valores dos caudais que percorrem os dois modelos (Parmac2D-FFlow: $1,0004 \times 10^{-5}$ (m³/s)/m e UDEC: $9,4030 \times 10^{-6}$ (m³/s)/m).

Na Figura 15 apresentam-se as pseudo-equipotenciais de carga hidráulica na fundação da barragem obtidas com os dois modelos, considerando que a superfície do maciço se situa à cota 51,0 m. Utiliza-se o termo pseudo-equipotenciais (Kafritsas, 1987) dada a natureza discreta do escoamento (pelas descontinuidades do maciço rochoso). A análise da Fig. 15 permite verificar que os valores obtidos com o modelo proposto são muito próximos dos obtidos com o modelo UDEC.

De modo a comparar tempos de execução executaram-se 1000 passos após a convergência do modelo hidromecânico, com os dois programas, em dois processadores diferentes. Num processador AMD 64 3500+ a 2,19 GHz o modelo Parmac2D-FFlow demorou 89 s, enquanto que com o modelo UDEC se obteve um tempo de execução de 241 s. Num processador Intel Core I7 a 2,67 GHz o modelo Parmac2D-FFlow apresentou um tempo de execução de 38 s e o modelo UDEC apresentou um tempo de execução de 88 s. Assim, verifica-se que o modelo proposto, em pequenos deslocamentos, permite uma poupança de tempo de execução de cerca de 60%, obtendo-se resultados muito próximos dos obtidos com um modelo equivalente em grandes deslocamentos.

Caso fosse possível adotar um modelo de elementos discretos em pequenos deslocamentos (sem atualização das posições dos contactos, redefinição da normal do contacto, redefinição da área de influência de cada contacto e deteção de novos contactos), seria expectável que o desempenho fosse próximo do desempenho do modelo proposto. No entanto, é de referir que o modelo proposto, ao proporcionar uma compatibilidade perfeita das juntas e uma sobreposição perfeita dos modelos hidráulico e mecânico, possibilita, para discretizações semelhantes, um aumento de precisão quando comparado com o modelo UDEC. No modelo UDEC é possível definir um funcionamento aproximado em pequenos deslocamentos (sem atualização das posições dos contactos e deteção de novos contactos). Nos exemplos apresentados os tempos de cálculo com o modelo UDEC aproximado em pequenos deslocamentos são próximos dos obtidos com o modelo em grandes deslocamentos.

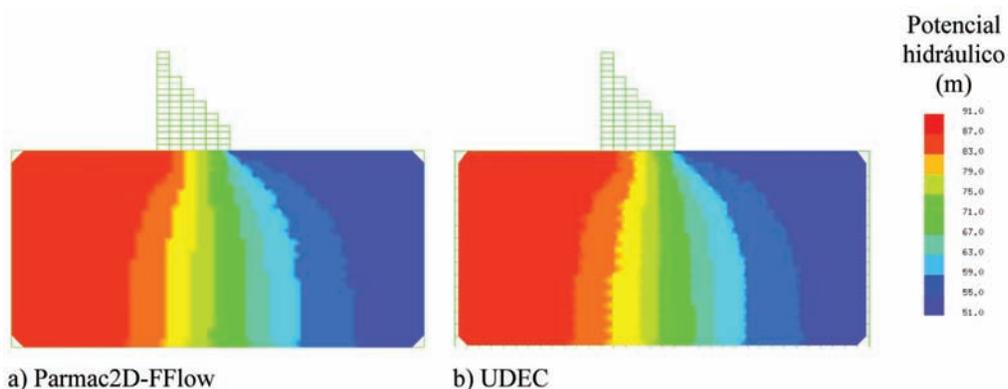


Fig. 15 – Pseudo-equipotenciais de carga hidráulica.

3.2 – Barragem de Pedrógão

3.2.1 – Breve descrição da obra

A barragem de Pedrógão é uma barragem gravidade situada no rio Guadiana, Fig. 16, integrada num grande empreendimento de fins múltiplos, destinado à rega, à produção de energia e ao abastecimento de água (Miranda e Maia, 2004). É a primeira barragem de betão compactado com cilindros (BCC) construída em Portugal. A barragem tem uma altura máxima acima das fundações de 43 m e um comprimento total, segundo um eixo retilíneo, de 448 m. A obra dispõe de um descarregador de superfície não controlado, com um comprimento de 301 m e com a crista à cota 84,8 m, que corresponde ao nível de pleno armazenamento (NPA). O maciço de fundação da barragem é granito de razoável a boa qualidade, com exceção dos locais próximos de duas falhas existentes no leito menor do rio e na margem direita, onde o maciço apresenta fraca qualidade geomecânica em profundidade. A construção da barragem iniciou-se em Abril de 2004 e terminou em Fevereiro de 2006.



Fig. 16 – Vista de jusante da barragem de Pedrogão, a partir da margem direita.

3.2.2 – Modelo hidromecânico

O modelo hidromecânico descontínuo da fundação da barragem utilizado no estudo que se apresenta baseia-se num modelo previamente desenvolvido (Farinha, 2010; Farinha e Lemos, 2010), em que os cálculos foram efetuados com o programa UDEC e em que os parâmetros hidráulicos do modelo foram calibrados tendo em conta os resultados da observação da obra e de ensaios efetuados *in situ*. O modelo foi desenvolvido com o objetivo de avaliar a segurança da obra para estados limites últimos envolvendo a fundação.

Para aferir o desempenho do modelo hidromecânico proposto, Parmac2D-FFlow, incluindo a utilização do esquema de pré-processamento de modo a obter elementos de junta compatíveis, realizaram-se duas análises hidromecânicas. Na primeira considera-se que o modelo hidráulico tem propriedades uniformes em todo o domínio, e na segunda considera-se a cortina de impermeabilização e o sistema de drenagem existentes na obra (Farinha, 2010).

O modelo descontínuo do maciço rochoso da fundação da barragem de Pedrogão é o apresentado na Fig. 17. Simplificadamente, foram apenas representadas duas das cinco famílias de descontinuidades identificadas durante as escavações no local da obra: a primeira é horizontal e admitida como contínua (situação conservadora), com um espaçamento de 5,0 m, e a segunda é formada por troços verticais, com um espaçamento médio de 5,0 m e desvio padrão de 2,0 m. Foi ainda incluída no modelo uma descontinuidade no maciço a jusante da barragem, com uma inclinação para montante de 25°, necessária para efetuar os estudos de segurança em relação à rotura por deslizamento. O modelo da fundação tem 200 m de largura e 80 m de profundidade. A base da barragem mede 44,4 m na direção montante-jusante. As juntas de construção no corpo da barragem foram simuladas por uma família de descontinuidades com um espaçamento de 2,0 m. O modelo foi gerado com base nos algoritmos de geração implementados no programa UDEC.

No modelo Parmac2D-FFLOW os 611 blocos deformáveis encontram-se subdivididos em 6683 elementos triangulares, com um total de 7291 pontos nodais e 3199 elementos de junta (Fig. 18a e Fig. 19a). No modelo UDEC os 611 blocos deformáveis estão divididos em 10371 elementos triangulares, com um total de 8599 nós, Fig. 18 b). Na Fig. 19 b) representa-se o modelo hidráulico proposto, Parmac2D-FFlow, com 3017 nós hidráulicos e 3017 canais de escoamento. Tal como no exemplo do conjunto barragem/fundação idealizado, apresentado na secção 3.1, não foram representados canais de escoamento na zona da barragem de betão, considerando-se que as juntas de construção são estanques.

O betão da barragem e os blocos do maciço têm um comportamento elástico linear, com as propriedades indicadas no Quadro 1. O modelo constitutivo que descreve o comportamento das descontinuidades e as propriedades mecânicas das descontinuidades são as indicadas na secção 3.1.

As aberturas hidráulicas dos canais de escoamento do modelo hidráulico ($a_0 = 0,1668$ mm, $a_{min} = 0,05$ mm e $a_{max} = 0,25$ mm), que correspondem a uma permeabilidade do meio de $5,0 \times 10^{-7}$ m/s, foram ajustadas a partir de um modelo bidimensional contínuo previamente desenvolvido e calibrado tendo em consideração os caudais observados (Farinha, 2010).

No Quadro 3 indicam-se as propriedades hidráulicas dos canais de escoamento. No modelo em que se considera a existência da cortina de impermeabilização os canais de escoamento na zona da cortina têm uma permeabilidade menor, correspondendo a uma zona dez vezes menos permeável que o maciço rochoso de fundação envolvente. O sistema de drenagem foi simulado impondo ao longo do plano de drenagem, Fig. 17, o valor médio de pressão observado num dos blocos da obra, 0,143 MPa.

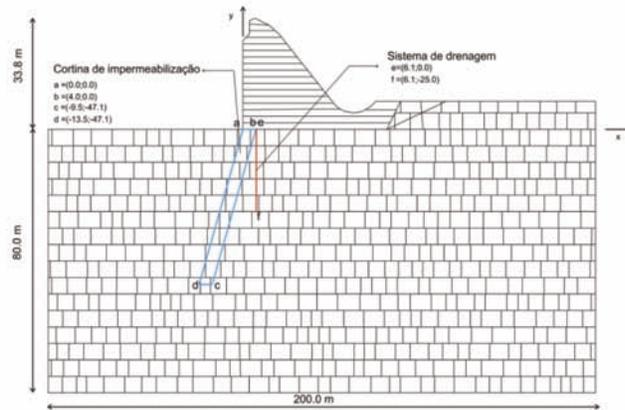


Fig. 17 – Modelo descontínuo da fundação da barragem.

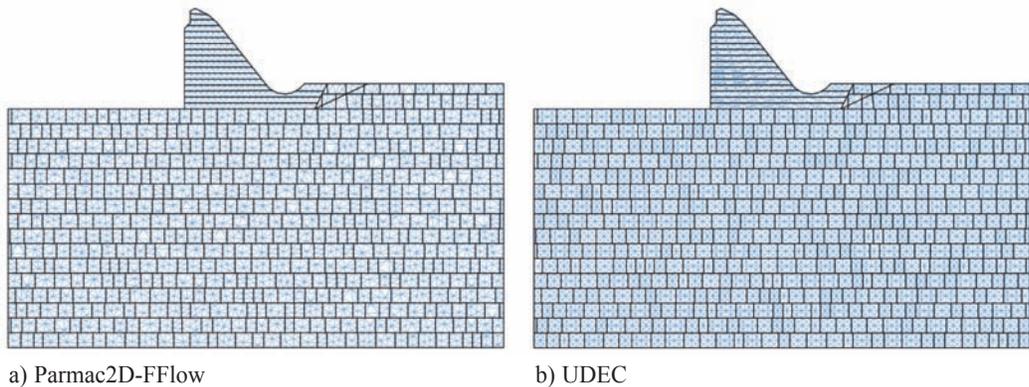


Fig. 18 – Discretização em elementos finitos planos triangulares.

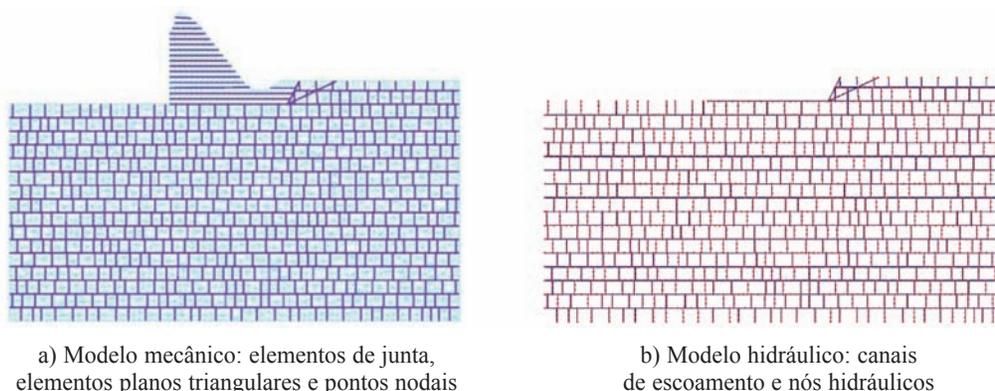


Fig. 19 – Discretização do modelo hidromecânico – Parmac2D-FFlow.

Quadro 3 – Propriedades hidráulicas dos canais de escoamento (CE).

Canal de escoamento (CE)	K_w [GPa]	k_{CE} [$\times 10^8 \text{ MPa}^{-1}\text{s}^{-1}$]
CE Betão/Maciço	2,1	0,4150
CE Maciço/Maciço	2,1	0,8300
CE Betão/Maciço na cortina de impermeabilização	2,1	0,1653
CE Maciço/Maciço na cortina de impermeabilização	2,1	0,3270

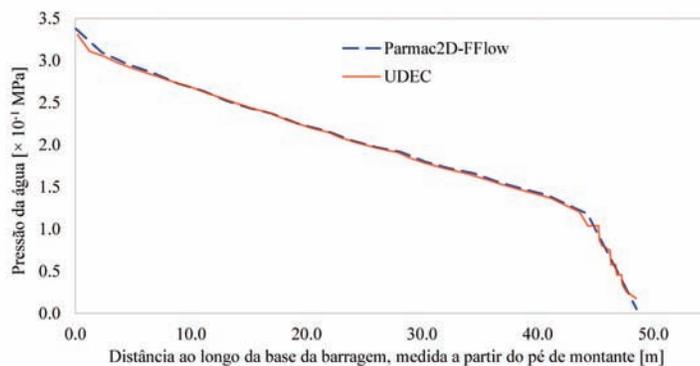
3.2.3 – Análise de resultados do modelo hidromecânico

Nos dois modelos hidromecânicos adotados, Parmac2D-FFlow e UDEC, seguiu-se o mesmo procedimento de cálculo. A análise foi efetuada em duas fases, como referido na secção 3.1, determinando primeiro o efeito mecânico do peso da barragem e da zona superficial do maciço, a jusante da bacia de dissipação, e, depois, o efeito da pressão hidrostática no paramento de montante, na base da albufeira e na superfície do maciço a jusante da obra. Admitiu-se o nível de albufeira no NPA, 33,8 m acima da superfície de fundação, e uma altura de água de 0,5 m a jusante da obra. As condições de fronteira mecânicas e hidráulicas são as referidas na secção 3.1.

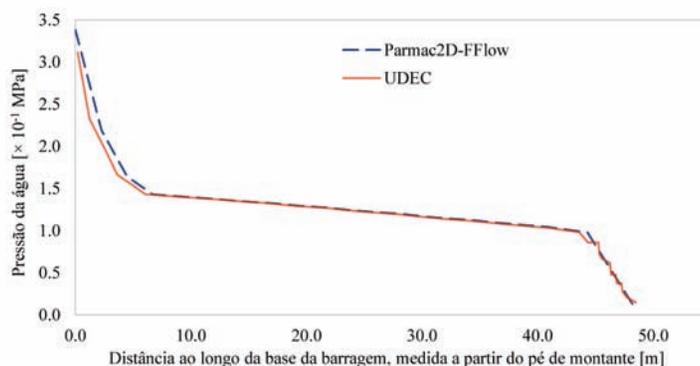
Na Fig. 20 apresenta-se a distribuição de pressões ao longo da base da barragem obtida com os dois modelos hidromecânicos, Parmac2D-FFlow e UDEC, e para os dois casos em estudo. Verifica-se que os resultados obtidos com os dois modelos são muito próximos. Conforme anteriormente referido (Fig. 14), o modelo proposto apresenta uma continuidade de pressões ao longo da interface barragem/fundação, enquanto os resultados do modelo UDEC apresentam ligeiras oscilações em alguns pontos devido ao facto de não ser considerada explicitamente a continuidade em pontos de contacto correspondentes a nós inicialmente com as mesmas coordenadas. Dado que a malha de elementos planos adotada no modelo UDEC apresentado no exemplo da barragem de Pedrógão é bastante mais refinada que no exemplo apresentado na secção 3.1, as oscilações de pressão já não são significativas. Tal como na secção anterior, é possível concluir que os valores de pressão nas zonas fronteira são mais precisos no modelo Parmac2D-FFlow, uma vez que o modelo proposto garante uma perfeita compatibilização entre os domínios mecânico e hidráulico.

Na Figura 21 apresentam-se as pseudo-equipotenciais de carga hidráulica obtidas com os dois modelos, para os dois casos de estudo. Verifica-se mais uma vez uma excelente correlação dos valores obtidos com o modelo proposto e com o modelo UDEC. No Quadro 4 apresentam-se os valores dos caudais calculados. Verifica-se que as diferenças nos valores são muito pequenas, inferiores a 3%. A cortina de impermeabilização contribui para a diminuição do caudal que percorre o modelo, mas, em contrapartida, tal como indicado no Quadro 4, o sistema de drenagem origina um aumento significativo do caudal. O caudal drenado representa praticamente 88% do caudal total que percorre o modelo. Nas zonas da fundação a jusante do sistema de drenagem o caudal é muito reduzido. Como indicado na Figura 21, na zona do sistema de drenagem há uma grande diminuição do valor das pressões. O valor do caudal drenado está diretamente relacionado com o valor de pressão imposto na boca dos drenos. A um valor de pressão mais baixo corresponde um caudal drenado mais elevado. Estes resultados são coerentes com os obtidos em modelos tridimensionais hidráulicos de pormenor em que se analisou o efeito de diversos parâmetros, entre os quais o efeito da permeabilidade da cortina de impermeabilização e do sistema de drenagem (Farinha, 2010).

Conclui-se assim que o modelo proposto permite analisar o comportamento hidromecânico da fundação de uma barragem gravidade incluindo o efeito do sistema de drenagem e da cortina de impermeabilização, não sendo necessário adotar uma formulação em grandes deslocamentos.



a) Sem cortina de impermeabilização nem sistema de drenagem



b) Com cortina de impermeabilização e sistema de drenagem

Fig. 20 – Distribuição das pressões ao longo da base da barragem.

Quadro 4 – Valor numérico dos caudais.

Modelo	Caudal que percorre o modelo [$\times 10^{-6}$ (m ³ /s)/m]		Caudal drenado [$\times 10^{-6}$ (m ³ /s)/m]	
	Parmac2D-FFlow	UDEC	Parmac2D-FFlow	UDEC
Sem cortina de impermeabilização nem sistema de drenagem	4,6308	4,5779	–	–
Com cortina de impermeabilização e sistema de drenagem	10,2605	10,5460	9,1302	9,2085

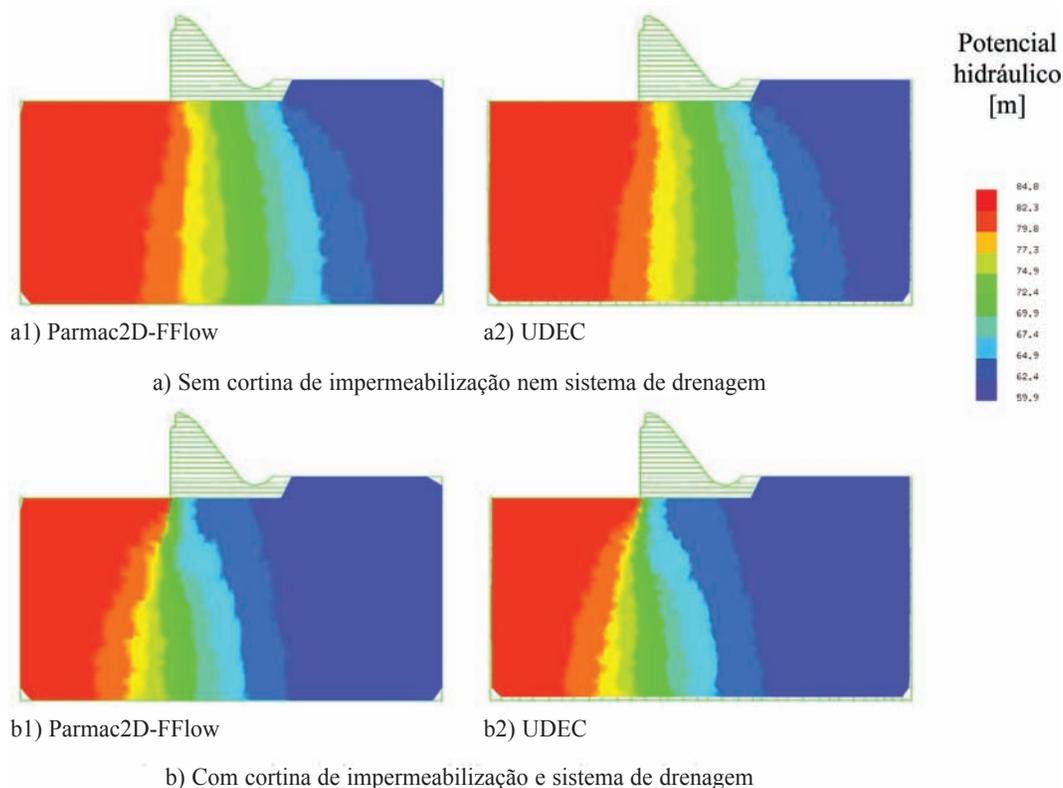


Fig. 21 – Pseudo-equipotenciais de carga hidráulica.

3.2.4 – Análise de estabilidade (Método de redução das resistências)

De modo a analisar o desempenho do modelo mecânico em pequenos deslocamentos com elementos de junta no estudo da segurança do sistema barragem/fundação em relação à rotura por deslizamento realizou-se uma análise comparativa dos dois modelos, Parmac2D-FFlow e UDEC, considerando que o deslizamento pode ocorrer não só ao longo da descontinuidade de interface barragem/fundação mas também ao longo da descontinuidade do maciço a jusante da barragem inclinada 25° para montante, propositadamente incluída no modelo para análises de estabilidade

(Fig. 22). Esta situação hipotética pretende simular um modo de rotura que envolve simultaneamente a superfície de contacto barragem/fundação e a matriz rochosa, que pode ocorrer em maciços de fraca qualidade estratificados horizontalmente ou sub-horizontalmente (USACE, 1994).

A análise de estabilidade foi efetuada com o método de redução das resistências, tipicamente utilizado no projeto de fundações. O processo de cálculo em ambos os modelos foi semelhante. Admitiu-se um ângulo de atrito inicial de 35° nas descontinuidades do maciço, na superfície de ligação betão/maciço e nas juntas horizontais da barragem, e coesão e tensão de tração nulas nas descontinuidades envolvidas no modo de rotura.

Os cálculos foram efetuados até uma situação de equilíbrio, após o que se interrompeu o cálculo hidráulico e, a partir deste passo, as pressões mantiveram-se constantes. Deste modo as pressões para os dois casos de interação hidromecânica analisados são as indicadas na Fig. 20.

O ângulo de atrito (ϕ) das descontinuidades assinaladas na Fig. 22 foi gradualmente reduzido até à rotura do modelo (o coeficiente de redução foi aplicado à $\tan \phi$). O indicador de rotura foi o deslocamento horizontal da crista do descarregador. A análise foi efetuada admitindo que a albufeira se encontrava no NPA. Em cada modelo admitiu-se a situação hipotética de maciço sem cortina de impermeabilização nem sistema de drenagem e a situação real de maciço com cortina de impermeabilização e barragem com sistema de drenagem operacional.

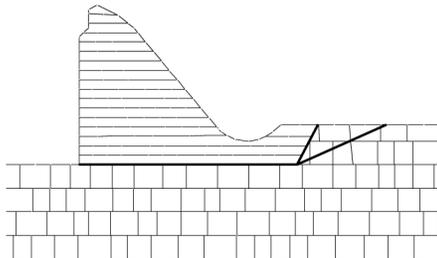


Fig. 22 – Modo de rotura analisado: deslizamento ao longo do contacto betão/maciço de fundação e da descontinuidade do maciço a jusante da barragem inclinada 25° para montante.

Foi ainda realizada uma análise em grandes deslocamentos, recorrendo à discretização das arestas de cada um dos blocos adjacentes às descontinuidades envolvidas no modo de rotura por deslizamento por uma fiada de partículas interiores, Parmac2D-FFlow (MP). Neste modelo em grandes deslocamentos as fiadas de partículas interiores substituem os elementos de junta do modelo Parmac2D-FFlow, Fig. 23. As partículas adotadas ao longo destas interfaces têm um raio igual a 5,0 cm.

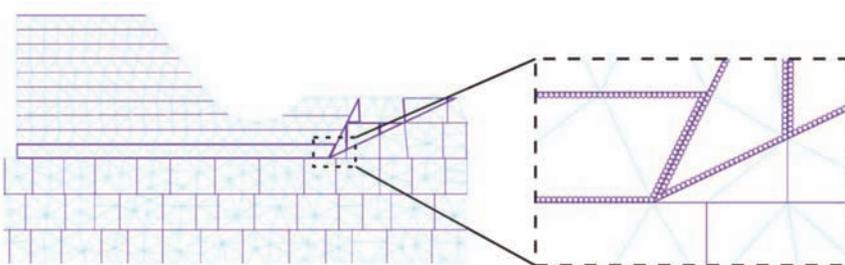


Fig. 23 – Colocação de partículas ao longo das arestas de cada um dos blocos adjacentes às descontinuidades envolvidas no modo de rotura por deslizamento (Azevedo *et al.*, 2007).

Na Fig. 24 e no Quadro 5 apresentam-se os resultados das análises efetuadas. Nos gráficos da Fig. 24 os ângulos de atrito são apresentados por ordem decrescente, de modo a facilitar a análise. Na Fig. 25 apresenta-se os modos de rotura determinados numericamente para o caso sem cortina de impermeabilização nem sistema de drenagem, verificando-se uma resposta muito próxima dos vários modelos analisados. Verifica-se que os valores dos ângulos de atrito na última situação estável são pouco sensíveis à existência do sistema de drenagem ($\approx 2^\circ$). No entanto, conforme representado na Fig. 25, os modos de rotura são condicionados pelo deslizamento pela descontinuidade inclinada a jusante do modelo. Nesta zona a jusante, a distribuição de pressões em ambos os exemplos é próxima, o que justifica a proximidade dos valores de ângulo de atrito na última situação estável, nas situações com e sem drenagem.

A análise das figuras 24 e 25 e dos resultados apresentados no Quadro 5 permite verificar que é possível realizar análises de estabilidade com o modelo hidromecânico proposto em pequenos deslocamentos, Parmac2D-FFlow, obtendo-se resultados muito próximos dos obtidos com o modelo em grandes deslocamentos, UDEC.

Com um modelo detalhado em grandes deslocamentos, Parmac2D-FFlow (MP), é possível obter equilíbrios para ângulos de atrito mais baixos (Fig. 24). No entanto, para esses ângulos de atrito os valores de deslocamento são bastante elevados. No caso analisado de fundação com cortina de impermeabilização e barragem com sistema de drenagem operacional (Fig. 24 b), ainda se verifica o equilíbrio, no cálculo com o modelo detalhado proposto em grandes deslocamentos (Parmac2D-FFlow (MP)), para um ângulo de atrito de $8,84^\circ$. Se no modelo UDEC for adotada uma deteção de contactos com um valor de arredondamento dos cantos próximo do adotado para o raio

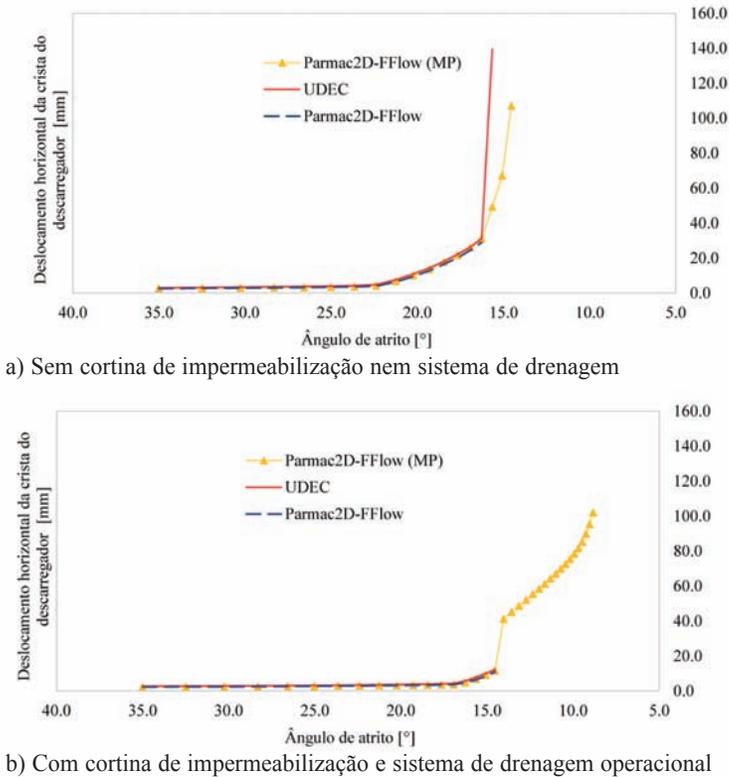


Fig. 24 – Variação do deslocamento horizontal da crista do descarregador com a redução do ângulo de atrito nas descontinuidades associadas ao modo de rotura analisado.

das partículas circulares (5,0 cm), é expectável que se obtenham, com o modelo UDEC, resultados próximos dos obtidos com o modelo Parmac2D-FFlow (MP). Com o modelo detalhado em grandes deslocamentos é possível obter uma situação estável para ângulos de atrito inferiores aos obtidos com os modelos Parmac2D-FFlow e UDEC dado que se obtém uma nova configuração de equilíbrio após um deslizamento significativo.

Quadro 5 – Comparação dos ângulos de atrito na última situação estável calculados com os modelos hidromecânicos Parmac2D-FFlow e UDEC.

Modelo	Hipótese	Cortina de impermeabilização e drenagem	ϕ [°]
Parmac2D-FFlow	Pequenos deslocamentos	Não	16,26
UDEC	Grandes deslocamentos	Não	15,65
Parmac2D-FFlow (MP)	Grandes deslocamentos	Não	14,54
Parmac2D-FFlow	Pequenos deslocamentos	Sim	14,54
UDEC	Grandes deslocamentos	Sim	14,54
Parmac2D-FFlow (MP)	Grandes deslocamentos	Sim	8,84

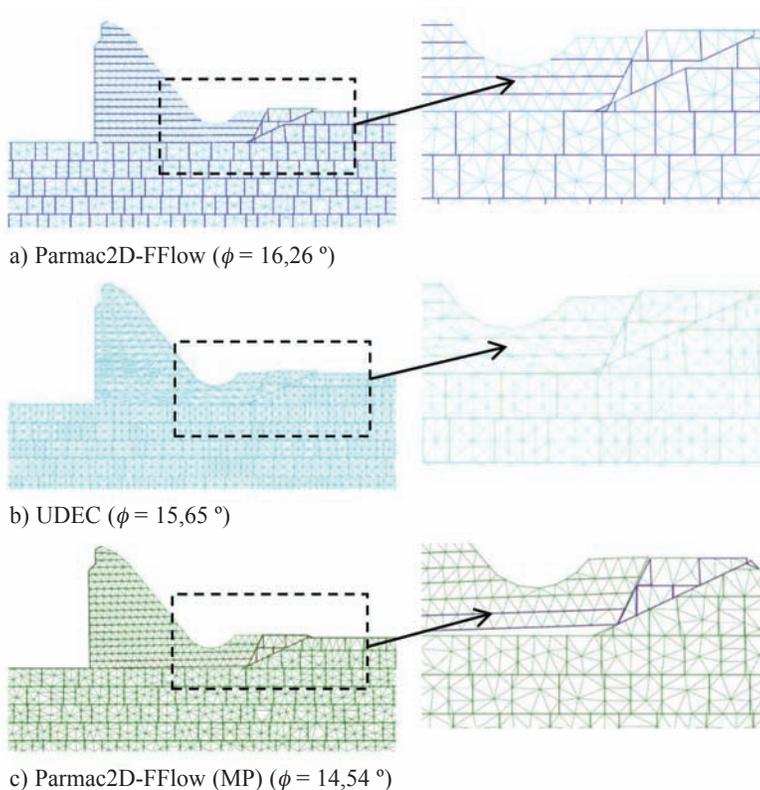


Fig. 25 – Modos de rotura no caso sem cortina de impermeabilização nem sistema de drenagem (os ângulos de atrito indicados na figura correspondem à última situação estável).

4 – CONCLUSÕES

Neste trabalho é proposto um modelo hidromecânico baseado numa tecnologia de elementos finitos de junta. O modelo hidromecânico requer um esquema de pré-processamento robusto de modo a garantir que os contactos entre blocos são sempre aresta/aresta, sendo assim possível utilizar uma formulação de junta tradicional baseada no método dos elementos finitos. Ao adotar discretizações equivalentes ao longo das arestas de blocos em contacto obtêm-se campos de tensões compatíveis nas interfaces, o que permite aumentar a precisão do modelo.

O modelo hidráulico segue os princípios gerais definidos em Bretas *et al.* (2013), apresentando a vantagem, relativamente ao modelo hidráulico do programa UDEC (Itasca, 2004), de os nós hidráulicos, onde se calculam as pressões, coincidirem com os pontos de contacto em que se calculam as forças de interação entre blocos. Assim, é um esquema de solução mais coerente dado que os pontos de cálculo onde se exige maior precisão coincidem nos dois domínios (mecânico e hidráulico). Para a mesma discretização é expectável que se obtenham melhores resultados do que os obtidos com modelos equivalentes em que não existe esta coincidência dos pontos de cálculo nos dois domínios.

O modelo hidromecânico foi validado recorrendo a uma situação hipotética de uma barragem gravidade fundada num maciço com fraturação regular e a uma situação real de uma barragem em serviço. Os resultados foram comparados com os obtidos com um modelo discreto em grandes deslocamentos. Verificou-se que o modelo hidromecânico proposto prevê distribuições de pressões e cargas hidráulicas muito próximas das previstas com o modelo UDEC, em grandes deslocamentos. Foram também comparados os resultados de análises de estabilidade, com o método de redução de resistências, concluindo-se que é possível avaliar a segurança ao deslizamento de barragens gravidade em betão recorrendo a modelos de interação em pequenos deslocamentos.

O modelo em pequenos deslocamentos é computacionalmente menos exigente que os modelos baseados numa tecnologia de elementos discretos e permite obter resultados numéricos muito próximos com maior precisão no domínio mecânico (distribuição de tensões nas interfaces) e no domínio hidráulico (continuidade de pressões e sobreposição perfeita dos domínios mecânico e hidráulico). Com o modelo proposto é ainda possível adotar nas interfaces em que se prevê o deslizamento uma substituição dos elementos de junta por partículas permitindo uma análise em grandes deslocamentos.

Os modelos descontínuos que simulam a interação hidromecânica têm em conta não só os deslizamentos e aberturas das descontinuidades mas também as pressões da água instaladas na fundação. Apesar da compartimentação do maciço ter um carácter tridimensional, as análises bidimensionais do escoamento, como as que se apresentam neste trabalho, são adequadas em muitas situações, dado que em fundações de barragens o escoamento se processa essencialmente na direção montante-jusante. De salientar que o modelo tal como proposto pode ser aplicado em 3D. No entanto, para análises 3D o esquema de pré-processamento que permite uma perfeita compatibilização face/face entre blocos adjacentes requer algoritmos de deteção e geração mais sofisticados. É expectável que o desempenho do modelo 3D em pequenos deslocamentos, relativamente ao modelo 3D em grandes deslocamentos, seja superior ao desempenho relativo obtido nos modelos 2D. É necessário, no entanto, verificar a validade da hipótese de pequenos deslocamentos. Com o modelo 2D proposto pretende-se realizar análises de equilíbrio limite sob ações dinâmicas, em que o desempenho do modelo tem ainda maior relevância.

5 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à EDIA, Empresa de Desenvolvimento e Infra-Estruturas do Alqueva, S.A. a autorização concedida para a publicação de elementos relativos à barragem de Pedrogão.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Asgian, M. (1989). *A numerical model of fluid-flow in deformable naturally fractured rock masses*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science and Geomechanics Abstracts, vol. 26, n°3/4, pp. 317-328.
- Azevedo, N. (2003). *A rigid particle discrete element model for the fracture analysis of plane and reinforced concrete*. Ph.D. Thesis, Heriot-Watt University, Scotland.
- Azevedo, N.; Lemos, J.V.; Almeida, J. (2007). *Modelo híbrido de elementos discretos/finitos com fronteira rugosa para a análise da fractura em materiais quase-frágeis*. Conferência Métodos Numéricos em Engenharia, Porto.
- Azevedo, N.; Bretas, E.; Lemos, J.V. (2012). *Shear sliding of gravity dams for Maximum Design Earthquake analysis*. Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa.
- Barla, G.; Bonini, M.; Cammarata, G. (2004). *Stress and seepage analyses for a gravity dam on a jointed granitic rock mass*. Proceedings of the 1st international UDEC/3DEC Symposium: Numerical Modeling of Discrete Materials in Geotechnical Engineering, Civil Engineering, and Earth Sciences, pp. 263-268, Bochum.
- Bear, J. (1988). *Dynamics of fluids in porous media*. Dover Publications, Inc., New York.
- Biot, M.A. (1941). *General theory of three-dimensional consolidation*. Journal of Applied Physics, vol. 12, n°2, pp. 155-164.
- Bretas, E.; Lemos, J.V.; Lourenço, P. (2013). *Hydromechanical analysis of masonry gravity dams and their foundations*. Rock Mechanics and Rock Engineering, vol. 46, pp. 327-339.
- Callari, C.; Fois, N.; Ciccivelli, R. (2004). *The role of hydro-mechanical coupling in the behaviour of dam-foundation system*. Proceedings of the VI World Congress on Computational Mechanics, pp. 1-11, Pequim.
- Cammarata, G.; Fidelibus, C.; Cravero, M.; Barla, G. (2007). *The hydro-mechanically coupled response of rock fractures*. Rock Mechanics and Rock Engineering, vol. 40, n° 1, pp. 41-61.
- Carol, I.; Prat, P.; López, C. (1997). *Normal/shear cracking mode: application to discrete crack analysis*. Journal of Engineering Mechanics (ASCE), vol. 123, n° 8, pp. 765-773.
- Erban, P.; Gell, K. (1988). *Consideration of the interaction between dam and bedrock in a coupled mechanic-hydraulic FE-program*. Rock Mechanics and Rock Engineering, vol. 21, n° 2, pp. 99-117.
- Farinha, M.L.B. (2010). *Hydromechanical behaviour of concrete dam foundations. In situ tests and numerical modelling*. Ph.D. Thesis, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Farinha, M.L.B.; Lemos, J.V. (2010). *Aplicação de um modelo hidromecânico na avaliação da segurança de uma barragem gravidade*. 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Guimarães.
- George, L.; Hecht, F.; Saltel, L. (1991). *Automatic mesh generator with specified boundary*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, vol. 92, n° 3, pp. 269-288.
- Gimenes, E.; Fernández, G. (2006). *Hydromechanical analysis of flow behavior in concrete gravity dam foundations*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 43, pp. 244-259.

- Gomes de Mendonça, T. (1989). *Modelo de elementos finitos tridimensionais para o estudo do comportamento hidromecânico de fundações de barragens de betão*. Relatório 158/99, pp. 1-67. LNEC.
- Goodman, R.; Taylor, R.; Brekke, T. (1968). *A model for the mechanics of jointed rock*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division (ASCE), vol. 94(SM3), pp. 637-659.
- Hohberg, J. (1992). *A joint element for the nonlinear dynamic analysis of arch dams*. Ph.D. Thesis. Institute of Structural Engineering, ETH, Zurich, Switzerland.
- Itasca (2004). *UDEC - Universal Distinct Element Code, Version 4.0*, Itasca Consulting Group, Minneapolis.
- Jing, L.; Stephansson, O. (2007). *Fundamentals of discrete element methods for rock engineering: theory and applications*. Elsevier, Rotterdam.
- Kafritsas, J.C. (1987). *Coupled flow/deformation analysis of jointed rock with the distinct element method*. Ph.D. Thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge.
- Lamas, L.N. (1993). *Contributions to understanding the hydromechanical behaviour of pressure tunnels*. Ph.D. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London, London.
- Latham J.-P.; Xiang, J.; Belayneh, M.; Nick, H.M.; Tsang, C.-F.; Blunt, M.J. (2013). *Modelling stress-dependent permeability in fractured rock including effects of propagating and bending fractures*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 57, pp. 100-112.
- Leitão, N.S.; Lamas, L.N. (2006). *Modeling of the high pressure circuit of the Venda Nova hydroelectric scheme*. Proceedings of the 4th International FLAC Symposium, pp. 131-137, Madrid.
- Lemos, J.V. (1987). *A distinct element model for dynamic analysis of jointed rock with application to dam foundations and fault motion*. Ph.D. Thesis, University of Minnesota, Minneapolis.
- Lemos, J.V.; Cundall, P. (1999). *Earthquake analysis of concrete gravity dams on jointed rock foundations*. Distinct Element Modelling in Geomechanics, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 117-143.
- Lemos, J.V. (2004). *Os modelos de elementos discretos em geomecânica - evolução e perspectivas futuras*. Geotecnia - Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, vol. 100, pp. 333-344.
- Londe, P.; Sabarly, F. (1966). *La distribution des perméabilités dans la fondation des barrages voûtes en fonction du champ de contrainte*. Proceedings of the 1st International Congress on Rock Mechanics, vol.II, pp. 517-522, Lisboa.
- Louis, C. (1969). *A study of groundwater flow in jointed rock and its influence on the stability of rock masses*. Ph.D. Thesis, University of Karlsruhe (in German), English translation, Imperial College Rock Mechanics Research Report n°10, London.
- Louis, C.; Maini, Y.N. (1970). *Determination of in situ hydraulic parameters in jointed rock*. Proceedings of the 2nd International Congress on Rock Mechanics. vol.I, pp. 235-245, Belgrade.

- Miranda, M.P.; Maia, M.C. (2004). *Main features of the Alqueva and Pedrógão Projects*. The International Journal on Hydropower and Dams, vol.11, n°5, pp. 95-99.
- Mostyn, G.; Helgstedt, M.D.; Douglas, K.J. (1997). *Towards field bounds on rock mass failure criteria*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 34, n° 3-4, pp. 208.e1-208.e18.
- Ng, K.L.A.; Small, J.C. (1997). *Behavior of joints and interfaces subjected to water pressure*. Computers and Geotechnics, vol. 20, n° 1, pp. 71-93.
- Noorishad, J.; Ayatollahi, M.S.; Witherspoon, P.A. (1982). *A finite-element method for coupled stress and fluid flow analysis in fractured rock masses*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science and Geomechanics Abstracts, vol.19, pp. 185-193.
- Rutqvist, J.; Stephansson, O. (2003). *The role of hydromechanical coupling in fractured rock engineering*. Hydrogeology Journal, vol. 11, n° 1, pp. 7-40.
- Segura, J.M.; Carol, I. (2004). *On zero thickness interface elements for diffusion problems*. International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 28, pp. 947-962.
- Segura, J.M.; Carol, I. (2008). *Coupled HM analysis using zero thickness interface elements with double nodes: Theoretical model*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 32, pp. 2083-2101.
- Snow, D.T. (1965). *A parallel plate model of fractured permeable media*. Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley.
- USACE (1994). *Rock foundations*. Engineer Manual 1110-1-2908. United States Army Corps of Engineers. Washington, DC.
- Wei, L.; Hudson, J. (1988). *A hybrid discrete-continuum approach to model hydro-mechanical behaviour of jointed rocks*. Engineering Geology, vol. 49, n° 3-4, pp. 317-325.

ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA ATRAVÉS DA ENERGIA DE CRAVAÇÃO DO SPT

Estimating the undrained shear strength from SPT energy dynamics

Camilo Andrés Muñoz Rodríguez*

Fernando Schnaid**

Edgar Odebrecht***

RESUMO – O presente trabalho tem por objetivo a proposição de um método para a estimativa da resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) através de uma metodologia desenvolvida com base nos conceitos de propagação de ondas transmitidas no ensaio SPT. As estimativas são baseadas em um banco de dados de ensaios realizados em depósitos argilosos, que subsidiam a análise e formulação da proposta. O método combina o cálculo da energia dos ensaios SPT à capacidade de carga estática por equilíbrio limite para uma estaca isolada. A estimativa de S_u é obtida através de formulação para determinação do coeficiente de adesão α como função direta do N_{SPT} , desenvolvida a partir de um ajuste estatístico. O método proposto resulta em estimativas na faixa de grandeza de valores observados em campo, com um coeficiente de correlação médio (r^2) de 0,65%, que reflete a dispersão inerente de resultados de ensaios SPT.

SYNOPSIS – This paper aims at developing a method to estimate the undrained shear strength (S_u) using an approach based on the concepts of wave propagation theory applied to the SPT. A database for clay deposits was developed and used to support the analysis and proposed formulation. The method combines the theory for energy conservation with limit equilibrium analysis applied to the static load capacity of an isolated pile. From this approach, values of S_u are predicted as a function of the coefficient of adhesion α obtained directly from the measured N_{SPT} blow count derived from statistical analysis. The proposed method gives estimates of S_u in the range of measured field values, with a coefficient of correlation (r^2) of 0.65%, which reflects the inherent scatter of SPT measurements.

PALAVRAS CHAVE – Resistência não drenada; ajuste estatístico; SPT; energia de cravação; eficiência energética.

1 – INTRODUÇÃO

O ensaio SPT (*Standard Penetration Test*) constitui-se em método de investigação e caracterização de solo usado internacionalmente. Embora sua difusão tenha sido favorecida pela simplicidade de execução, problemas como diversidade de procedimentos de ensaio, imprecisões nas medidas e inadequação de métodos de análise são reconhecidos. Pesquisas relacionadas com a energia transferida ao amostrador no processo de cravação (*e.g.* Schmertmann e Palacios, 1979; Seed *et al.*, 1985; Skempton, 1986; Schnaid *et al.*, 2009) minimizam estas incertezas ao considerar

* Estudante, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre (RS), Brasil. E-mail: camilomunhoz@gmail.com

** Professor Associado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre (RS), Brasil. E-mail: fernando@ufrgs.br

*** Professor Titular, Centro de Ciências Tecnológicas, Universidade do Estado de Santa Catarina, Joinville (SC), Brasil. E-mail: edgar.odebrecht@udesc.br

a influência dos mecanismos de levantamento e liberação para queda, massa do martelo, rigidez das hastes, entre outros. Schnaid *et al.* (2009) apresentam uma metodologia baseada na energia de cravação, estabelecendo equações com as quais é possível o cálculo da força dinâmica (F_d) que representa a reação do solo atuando contra o amostrador durante o processo de cravação.

A presente pesquisa utiliza os conceitos de força dinâmica (F_d) para a estimativa da resistência não drenada (S_u). Métodos existentes na prática de engenharia são baseados em relações de natureza puramente empírica, e a abordagem proposta fornece uma alternativa metodológica para previsão de propriedades mecânicas de materiais argilosos. Conceitos de propagação de onda, conservação de energia e equilíbrio limite são usados para avaliar a resistência de solos argilosos, cobrindo a faixa de ocorrência de depósitos normalmente adensados a fortemente pré-adensados. A análise do banco de dados permitiu o desenvolvimento de uma metodologia simples e direta de estimativa de S_u , que pode ser usada na prática da engenharia.

2 – METODOLOGIA

O banco de dados estruturado na presente pesquisa possibilita a correlação entre os ensaios dinâmicos e as propriedades mecânicas de depósitos de argilas moles. As informações são resumidas no Quadro 1, no qual são listados os locais, faixa de variação dos valores de N_{SPT} e resistência não drenada (S_u).

Partindo da proposição de Odebrecht (2003) para o cálculo da energia do ensaio SPT, combinada à expressão de capacidade de carga estática (Poulos e Davis, 1980), é proposta uma expressão para a estimativa da resistência não drenada (S_u). Esta expressão é função do coeficiente de adesão (α), determinado estatisticamente como função do número de golpes N_{SPT} . Para verificar a representatividade dos resultados são apresentados exemplos de aplicação em que se valida a metodologia proposta.

Quadro 1 – Banco de dados em depósitos argilosos.

Sítio	N_{SPT}	S_u (kPa)
Ceasa	0 – 4	13 – 22,5
Aeroporto Salgado Filho	0 – 2	15 – 20
Tabaí	0 – 1	9,6 – 19,6
Sarapuí I	0 – 1	6,5 – 14,3
Sarapuí II	0 – 2	8,3 – 16,5
Guabirota	3 – 35	52 – 265
Argila de Londres	7 – 33	137 – 338

3 – CONCEITOS TEÓRICOS

Os conceitos teóricos necessários à interpretação de ensaios dinâmicos são resumidos na sequência, desenvolvidos em pesquisas realizadas na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil (Odebrecht, 2003; Lobo, 2005).

3.1 – Conceitos de energia

A Energia Potencial Gravitacional do sistema (EPG), considerando o martelo (EPG_m) e haste de cravação (EPG_h), pode ser estimada com base em um referencial fixo externo ao sistema:



Fig. 1 – Definições para o cálculo das energias potenciais gravitacionais do martelo e da haste (Odebrecht, 2003).

$$EPG_m = M_m g h_m \quad (1)$$

$$EPG_h = M_h g h_h \quad (2)$$

M_m – massa do martelo;

M – massa da haste;

g – aceleração da gravidade;

h_m e h_h – altura do centro de massa em relação ao referencial para martelo e haste, respectivamente.

As diferenças entre cotas no instante inicial (t_1) e final (t_3) do processo de cravação são ilustradas na Figura 1 e expressas como:

$$\Delta h_m: h_m(t_1) - h_m(t_3) = h_q + \Delta \rho \quad (3)$$

$$\Delta h_h: h_h(t_1) - h_h(t_3) = \Delta \rho \quad (4)$$

h_q – altura de queda do martelo;

$\Delta \rho$ – penetração permanente do amostrador.

A energia efetiva consumida durante o processo de penetração pode ser calculada como a soma das variações na energia potencial gravitacional do martelo e da haste, que corresponde ao trabalho efetivamente entregue ao solo.

$$\Delta EPG_{m+h}^{\text{sistema}} = (h_q + \Delta \rho) M_m g + \Delta \rho M_h g \quad (5)$$

Nesta equação é empregado o princípio de Hamilton, que estabelece que a soma da variação, no tempo, das energias cinéticas e potenciais e o trabalho efetuado por forças não conservativas ao

longo de um intervalo de tempo (t_1 a t_2) é igual a zero. Adotando a nomenclatura apresentada em Clough e Penzien (1975):

$$\int_{t_1}^{t_3} \delta [T(t) - V(t)] dt + \int_{t_1}^{t_3} \delta [W_s(t) + W_{nc}(t)] dt = 0 \quad (6)$$

$T(t)$ – energia cinética;

$V(t)$ – energia potencial;

$W_s(t)$ – trabalho efetuado por forças não conservativas na ponta do amostrador (sobre o solo);

$W_{nc}(t)$ – trabalho efetuado por forças não conservativas (perdas diversas);

δ – variação;

t_1 – tempo inicial do período considerado;

t_3 – tempo final do período considerado.

Para a situação em que o momento inicial t_1 é igual ao momento em que as energias cinética e elástica já foram dissipadas (t_3) tem-se:

$$\int_{t_1}^{t_3} \delta V(t) dt = \int_{t_1}^{t_3} \delta [W_s(t) + W_{nc}(t)] dt \quad (7)$$

Dessa forma, a variação da energia potencial do sistema martelo-haste é igual à variação do trabalho efetuado por forças não conservativas:

$$\Delta EPG_{m+h}^{sistema} = W_s + W_{nc} \quad (8)$$

Como o trabalho efetivamente entregue ao solo é conhecido e proporcional à penetração do amostrador (também conhecida), a força dinâmica (F_d) média da reação do solo à cravação do amostrador pode ser representada pelas seguintes equações:

$$E_s = T = \Delta EPG_{m+h}^{sistema} \text{ com perdas} = W_s = F_d \Delta \rho \quad (9)$$

$$F_d = \Delta EPG_{m+h}^{sistema} \text{ com perdas} / \Delta \rho \quad (10)$$

Assim a equação geral para o cálculo da força dinâmica pode ser descrita como:

$$F_d = \frac{\eta_3 \left[\eta_1 (h_q + \Delta \rho) M_m g + \eta_2 \Delta \rho M_h g \right]}{\Delta \rho} \quad (11)$$

η_1 – eficiência devida ao golpe do martelo;

η_2 – eficiência devida ao comprimento da haste;

η_3 – eficiência do sistema.

Os coeficientes $\eta_1=0,764$; $\eta_2=1$; $\eta_3=1-0,0042l$ (sendo l comprimento da haste) são adotados nas análises (Odebrecht, 2003; Schnaid *et al.*, 2009).

Para estimativa de S_u é necessário converter a força dinâmica em uma força estática equivalente (F_e), empregando um fator de velocidade de carregamento (v). Para a força estática $F_e = F_d / v$

adota-se um valor constante igual a 0,60 (Hermansson e Grävare, 1978; Randolph, 2004). Essa hipótese não introduz erros à análise, pois a calibração é feita de outros parâmetros independentes na Equação 12.

$$F_e = \frac{\eta_3 \left[\eta_1 (h_q + \Delta\rho) M_m g + \eta_2 \Delta\rho M_n g \right]}{\Delta\rho * v} \quad (12)$$

3.2 – Capacidade de carga

A capacidade de carga de uma estaca isolada é calculada por Poulos e Davis (1980):

$$P_u = P_{su} + P_{bu} - W \quad (13)$$

P_{su} – carga última lateral;

P_{bu} – carga última de ponta;

W – peso do sistema de hastes.

Expressões para as contribuições de carga lateral e ponta são descritas como:

$$P_{su} = \int_0^L C (c_a + \sigma_v K_s \tan \phi'_a) dz \quad (14)$$

$$P_{bu} = A_b (cN_c + \sigma_{vb} N_q + 0.5\gamma d N_\gamma) \quad (15)$$

C – perímetro do amostrador;

c_a – adesão não drenada entre o amostrador e o solo;

L – comprimento do fuste;

K_s – coeficiente de empuxo;

σ_v – pressão vertical do solo;

ϕ'_a – ângulo de atrito entre solo e amostrador;

A_b – área da base do amostrador;

c – coesão do solo

σ_{vb} – pressão vertical do solo no nível da base do amostrador;

γ – peso unitário do solo;

d – diâmetro do amostrador;

N_c, N_q, N_γ – coeficientes de capacidade de carga.

Portanto, a expressão generalizada é definida:

$$P_u = \int_0^L C (c_a + \sigma_v K_s \tan \phi'_a) dz + A_b (cN_c + \sigma_{vb} N_q + 0.5\gamma d N_\gamma) - W \quad (16)$$

Para o cálculo da capacidade de carga em condições não drenadas, o ângulo de atrito é igual a zero e a Equação 16 pode ser re-escrita segundo a equação:

$$P_u = \int_0^L C c_a dz + A_b S_u N_c \quad (17)$$

Substituindo a força estática (F_e) na Equação 17 tem-se:

$$F_e = A_b N_c S_u + A_s f_s \quad (18)$$

sendo f_s o atrito lateral unitário. A Equação 18 representa o objetivo do presente trabalho, permitindo estimar a resistência não-drenada do solo a partir de F_e .

3.3 – Equações propostas

Considera-se inicialmente que f_s representa o atrito lateral gerado no amostrador durante o processo de penetração. Diferentes metodologias podem ser usadas na estimativa de f_s , descritas na literatura como métodos α , β e λ . O método α , expresso em termos de tensões totais, é a proposta utilizada com maior frequência na estimativa da carga lateral de estacas em solos argilosos, constituindo-se basicamente em uma relação não linear da resistência não-drenada descrita através do coeficiente de adesão (α) (Doherty e Gavin, 2011).

$$f_s = \alpha S_u \quad (19)$$

Substituindo a Equação 19 em Equação 18:

$$F_e = A_b N_c S_u + A_s (\alpha S_u) \quad (20)$$

Consequentemente:

$$S_u = \frac{F_e}{A_b N_c + \alpha A_s} \quad (21)$$

A presente pesquisa propõe uma metodologia para estimar o coeficiente de adesão (α) diretamente dos resultados obtidos dos ensaios SPT (N_{SPT}), através da Equação 22, considerando-se que F_e é uma função direta de N_{SPT} .

$$\alpha = \frac{F_e - A_b N_c S_u}{S_u A_s} \quad (22)$$

4 – BANCO DE DADOS

O banco de dados da UFRGS registra as características de depósitos argilosos, em locais nos quais foram realizados ensaios de SPT, acompanhados de determinação independente da resistência não-drenada através de ensaios de Palheta, ou de outros ensaios de campo como o pressiómetro. Informações complementares de interesse, como geologia e propriedades geotécnicas, além das descrições de localização são igualmente relacionadas. Um resumo dos locais estudados e publicações correspondentes é apresentado no Quadro 2 e Figura 2.

No processo de análises das informações, foram feitas as seguintes considerações:

- em cada ensaio SPT foram computados os valores de penetração metro-a-metro nas camadas de solo argiloso;
- em cada local foram escolhidos valores representativos de S_u ;

c) para $N_{SPT} = 0$ foram computadas as penetrações correspondentes (porém nos cálculos foi adotado um valor máximo de 450 mm, correspondente ao comprimento do amostrador padrão).

Quadro 2 – Referências bibliográficas para a elaboração do banco de dados.

Sítio	Referência bibliográfica
Ceasa	Soares (1997); Hallal (2003)
Aeroporto Salgado Filho	Soares (1997); Hallal (2003); Odebrecht (2003); Schnaid (2001)
Tabaí	Soares (1997); Hallal (2003)
Sarapuí I	Collet (1978); Ortigão (1980); Almeida e Marques (2002); Jannuzzi (2009)
Sarapuí II	Jannuzzi (2009)
Guabirota	Kormann (2002); Schnaid <i>et al.</i> (2009)
Argila de Londres	ARUP (1992)



Fig. 2 – Localização dos locais em estudo.

5 – ANÁLISE ESTATÍSTICA

Os cálculos correspondem a uma análise estatístico-matemática, destinada à determinação do valor α expresso em função do N_{SPT} . Definida a equação de ajuste, valores estimados pelo método proposto são comparados com os resultados medidos em campo.

Dois mecanismos de penetração foram considerados na estimativa da resistência de ponta como:

- ponta aberta, condição na qual as forças de atrito são aplicadas simultaneamente nas paredes internas e externas do amostrador;
- ponta fechada, correspondente ao atrito lateral mobilizado na parte externa do amostrador, somado à resistência de ponta (*i.e.* área da ponta calculada a partir da diferença entre diâmetros interno e externo).

Para $N_{SPT} = 0$, os coeficientes η_1 , η_2 e η_3 tem valor unitário (1,0), pois o amostrador crava por peso próprio em condição quasi-estática, não havendo componente dinâmico no processo de cravação.

Nos cálculos são considerados somente solos argilosos, não sendo aplicado a camadas de solo que correspondem a outras tipologias. O valor de N_C é obtido a partir da teoria de capacidade de carga e adotado como igual a 9 (e.g. Skempton, 1951).

Nos Quadro 3 e Quadro 4 são apresentados a geometria e peso adotados nos processos de cálculo, correspondentes aos valores descritos nas normas de execução de ensaios SPT.

Quadro 3 – Dados do equipamento, Brasil (NBR 6484).

Elemento	Unidade	Valor
M_h	kg/m	3,23
M_m	kg	65
$D_{\text{externo amostrador}}$	mm	53
$D_{\text{interno amostrador}}$	mm	35
$A_{\text{b ponta aberta}}$	cm ²	12,44
$A_{\text{b ponta fechada}}$	cm ²	22,06
$h_{\text{queda do martelo}}$	cm	75

Quadro 4 – Dados do equipamento, Londres (BS 1377-9 1990 e BS 4019-5 1999).

Elemento	Unidade	Valor
M_h	kg/m	5,67
M_m	kg	63,5
$D_{\text{externo amostrador}}$	mm	51
$D_{\text{interno amostrador}}$	mm	35
$A_{\text{b ponta aberta}}$	cm ²	10,81
$A_{\text{b ponta fechada}}$	cm ²	20,43
$h_{\text{queda do martelo}}$	cm	76

5.1 – Estimativa de α como função N_{SPT}

Para o presente trabalho, a Equação 21 é adotada como referência nos procedimentos de cálculo executados. Nessa equação é possível isolar o coeficiente de adesão (α) (Equação 22) e, empregando as informações contidas no banco de dados, calcular os valores correspondentes nos diferentes locais.

Resultados das análises estatísticas (Muñoz-Rodríguez, 2012) produzem linhas de tendência representativas do melhor ajuste aos valores experimentais, conforme ilustrado nas Figura 3 e

Figura 4, considerando as condições para ponta aberta e ponta fechada. No Quadro 5 são apresentados os resultados obtidos para cada uma das variáveis da equação de ajuste.

Entre os vários modelos de ajuste, equações hiperbólicas foram adotadas por apresentar os maiores coeficientes de determinação (r^2). Valores para r^2 de 0,63 e 0,68 para ponta aberta e ponta fechada, respectivamente, indicam a dispersão inerente a resultados de ensaios de penetração dinâmica. Apesar da dispersão, o método é simples e direto, sendo função somente da medida de penetração do ensaio SPT.

$$\alpha = \alpha_0 + \frac{A \cdot N_{SPT}}{B + N_{SPT}} \quad (23)$$

Quadro 5 – Coeficientes das equações de cálculo de α .

Elemento	Ponta aberta	Ponta fechada
α_0	0,5594	0,8005
A	2,3655	11,2814
B	65,5723	229,9562
r^2	0,63	0,68

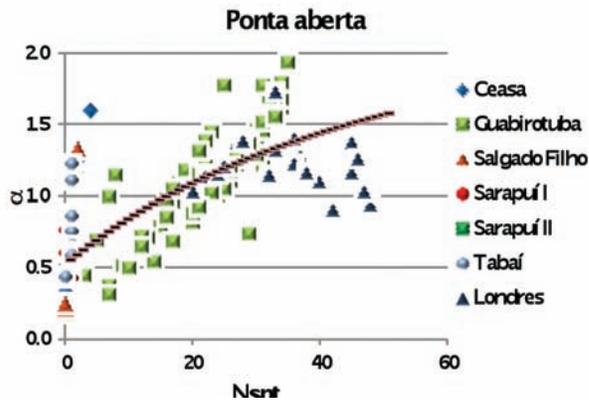


Fig. 3 – Ajuste de α em termos de N_{SPT} . Ponta aberta.

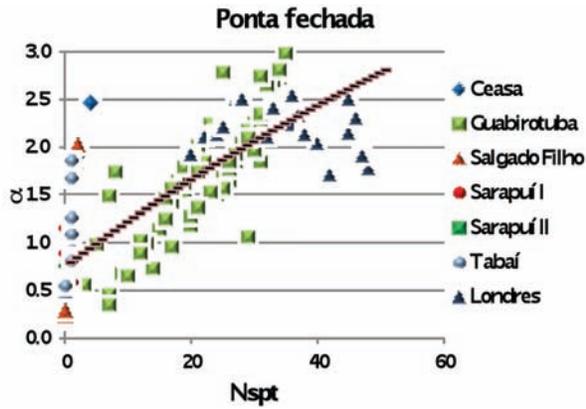


Fig. 4 – Ajuste de α em termos de N_{SPT} . Ponta fechada.

5.2 – Aplicação do método proposto

Uma vez determinada a equação de ajuste é utilizada para estimativa dos valores de S_u nos depósitos de solos argilosos que compõe o banco de dados da UFRGS. Exemplos da aplicação da metodologia são apresentados nas figuras a seguir (Figura 5 a Figura 7), nas quais estão representados depósitos de argilas muito moles, argilas rijas e argilas pré-adensadas.

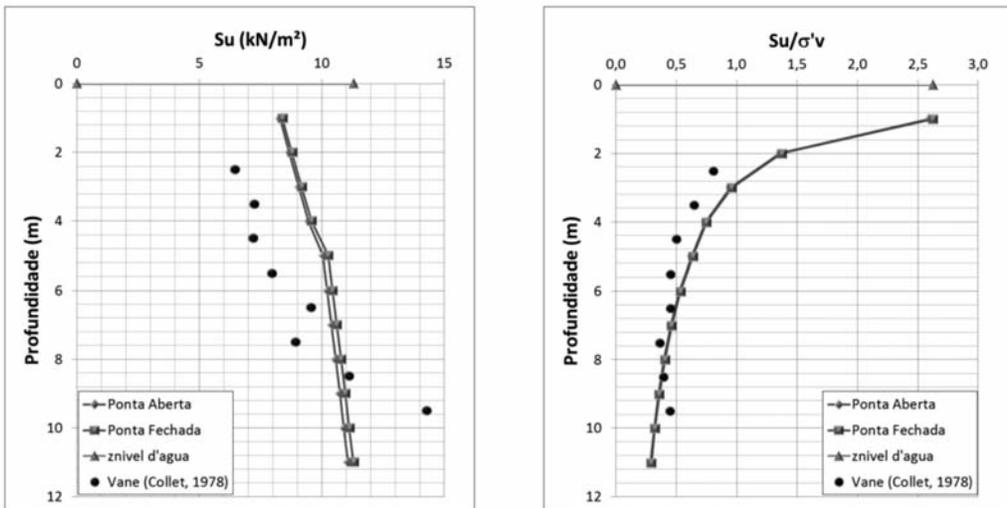


Fig. 5 – Resultados para Sarapuí.

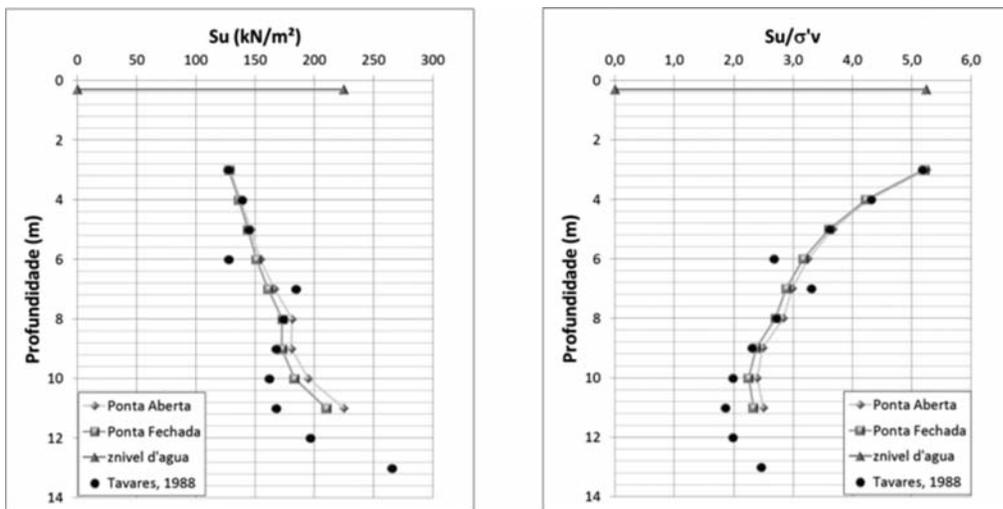


Fig. 6 – Resultados para Guabiro tuba.

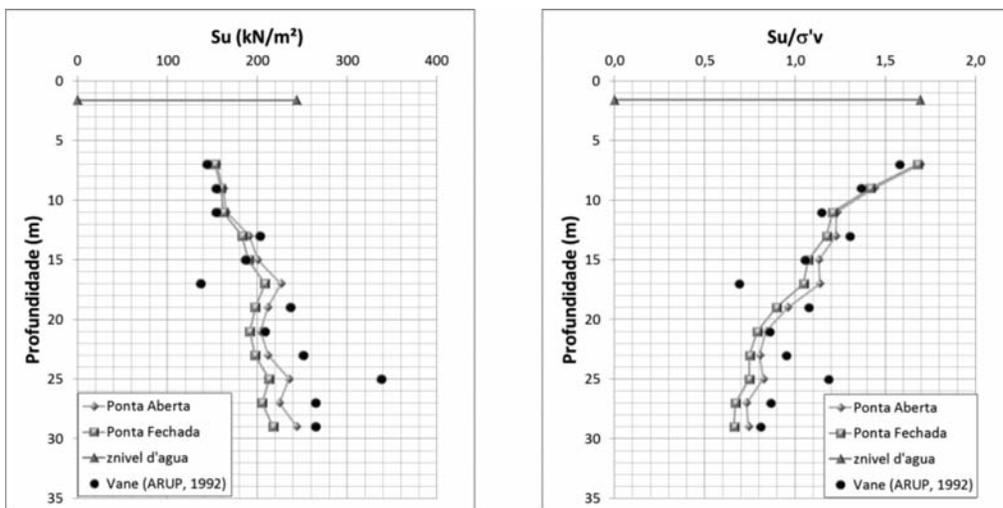


Fig. 7 – Resultados para Londres.

Os resultados estimados pelo método proposto são comparados aos valores medidos de S_u na Figura 8 a Figura 11. No eixo das abcissas são representados os valores de S_u medidos em campo e nas ordenadas os valores estimados. Linhas de tendência teóricas foram adicionadas, sendo que a principal corresponde a uma inclinação 1:1. Os cálculos foram realizados considerando ponta aberta e fechada. São também apresentados gráficos em escalas expandidas para ilustrar a precisão das previsões em solos moles, compressíveis.

Ponta aberta

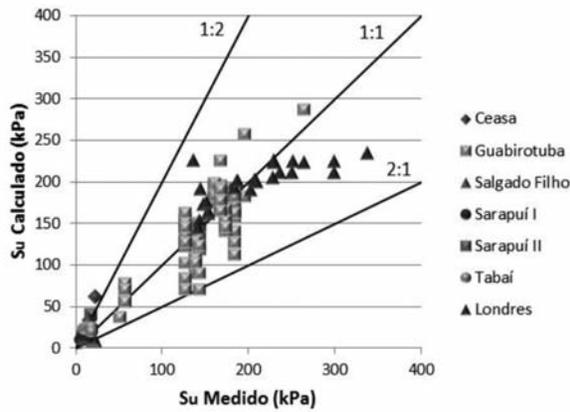


Fig. 8 – Comparação entre valores medidos e previstos de S_u – método α para ponta aberta.

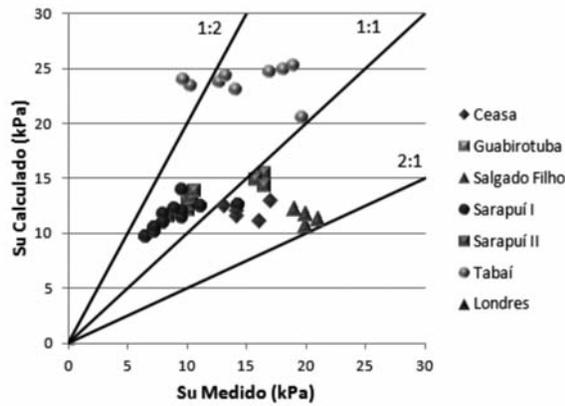


Fig. 9 – Comparação entre valores medidos e previstos de S_u – escala expandida (valores de S_u até 30 kPa).

Ponta fechada

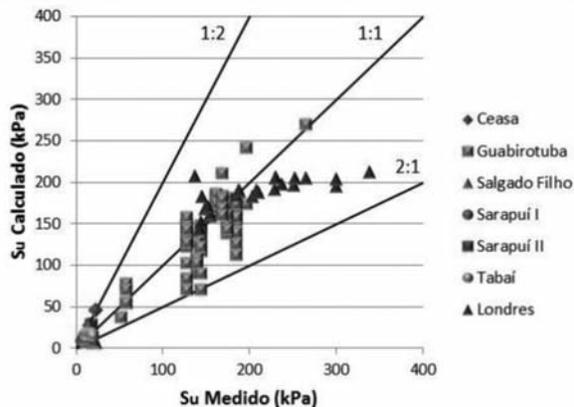


Fig. 10 – Comparação entre valores medidos e previstos de S_u – método α para ponta fechada.

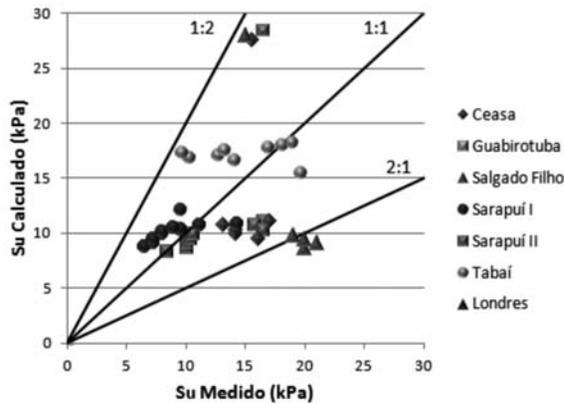


Fig. 11 – Comparação entre valores medidos e previstos de S_u – escala expandida (valores de S_u até 30 kPa).

Como verificação complementar foi elaborada a Figura 12 baseada no trabalho apresentado por Aschuri e Hetty (2001). Essa figura relaciona valores de N_{SPT} a estimativas de S_u obtidas com a metodologia α proposta. O método proposto segue a linha de tendência definida pelas demais metodologias, fornecendo valores superiores à Terzaghi e Peck (1967) para valores de S_u entre 0 e 30 kPa, e valores inferiores para $S_u > 30$ kPa.

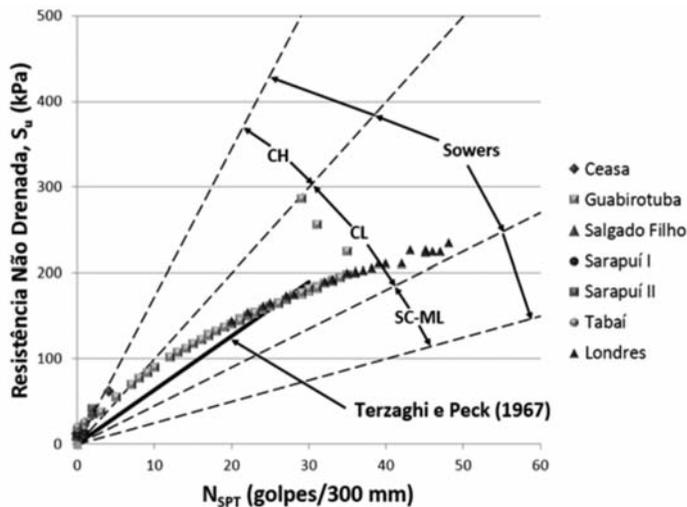


Fig. 12 – Correlação aproximada entre S_u e N_{SPT} (Modificado de Aschuri e Hetty, 2001).

6 – CONCLUSÕES

O presente trabalho apresenta um método para a estimativa da resistência ao cisalhamento não-drenada de solos argilosos a partir de ensaios SPT. O método utiliza teoria de capacidade de carga para previsão do coeficiente α , obtido a partir de um ajuste estatístico direto com medidas de penetração N_{SPT} . Foram adotadas expressões hiperbólicas para ajuste a valores medidos *in situ* ($r^2 \sim 0,65$). Apesar da dispersão inerente a ensaios SPT, o método pode ser adotado para estimativa de valores médios de comportamento, em projetos conceituais ou básicos. Valores estimados de S_u ,

tanto para argilas moles como rijas (S_u variando entre 10 kPa e 400 kPa) estão na faixa de ocorrência de medidas disponíveis no banco de dados da UFRGS. O procedimento de cálculo é simples e direto, pronto para ser usado em projetos de engenharia.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida, M.S.S.; Marques, M.E.S. (2002). *The behavior of Sarapuí soft organic clay*. Proc. International Workshop, vol. 1, pp. 447-504, Singapore.
- ARUP (1992). *Geotechnical interpretative report. Sectional Interpretative report 1 of 2. Torquay Street to Charing Cross Road. Part B: Results of ground investigations*. Ove Arup & Partners, London.
- Aschuri, I.; Hetty, S. (2001). *Correlation studies between standard penetration test and self boring pressuremeter test on tropical residual soils*. International Conference on In Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories - Bali, Indonesia, pp. 571-576.
- BS 1377-9 1990 (1998). *Methods of test for soils for civil engineering purposes – Part 9: In-situ tests*. British Standards Institution, London.
- BS 4019-5 1999 (1999). *Rotary core drilling equipment – Specification for wireline diamond drilling equipment – System A. Metric units*. British Standards Institution, London.
- Clough, R.W.; Penzien, J. (1975). *Dynamic of Structures*. McGraw-Hill, Inc., New York.
- Collet, H.B. (1978). *Ensaio de palheta de campo em argilas moles da baixada Fluminense*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro.
- Doherty, P.; Gavin K. (2011). *The shaft capacity of displacement piles in clay: a state of the art review*. Journal Geotechnical and Geological Engineering, vol. 29, n° 4, pp. 389-410.
- Hallal, R.R. (2003). *Características de depósitos de argilas moles no estado do Rio Grande do Sul*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Hermansson, I.; Grävare, C.J. (1978). *Static Bearing Capacity of Piles from Dynamic Measurements*. Särtyck ur Väg-och vattenbyggnaden, v. 1, pp. 8-9.
- Jannuzzi, G.M.F. (2009). *Caracterização do Depósito de Solo Mole de Sarapuí II através de ensaios de campo*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro.
- Kormann, A.C.M. (2002). *Comportamento Geomecânico da Formação Guabirotuba: Estudos de Campo e Laboratório*. Tese de Doutorado, Escola Politécnica de São Paulo, São Paulo.
- Lobo, V.O. (2005). *Método de previsão de Capacidade de Carga de Estacas: Aplicação dos Conceitos de Energia do Ensaio SPT*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Muñoz-Rodríguez, C.A. (2012). *Estimativa da Resistência não Drenada (S_u) Mediante o Cálculo da Energia de Cravação do SPT*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- NBR 6484 (2001). *Solo – sondagem de simples reconhecimento com SPT: método de ensaio*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

- Odebrecht, E. (2003). *Medidas de energia no ensaio SPT*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Ortigão, J.A.R. (1980). *Aterro experimental levado a ruptura sobre argila cinza do Rio de Janeiro*. Tese de Doutorado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro.
- Poulos, H.G.; Davis, E.H. (1980). *Pile foundation analysis and design*. The University of Sydney, pp. 18-51.
- Randolph, M.F. (2004). *Characterization of soft sediments for offshore application*. 2nd International Conference on Site Characterization, Milpress, Porto, 1: pp. 209-232.
- Schmertmann, J.; Palacios, A. (1979). *Energy Dynamics of SPT*. American Society of Civil Engineers, v. 105, n.8, pp. 909-926.
- Schnaid, F. (2001). *Aeroporto internacional Salgado Filho Infra-Estrutura civil e geotécnica*. Editora Sagra Luzzatto, Porto Alegre.
- Schnaid, F.; Odebrecht, E.; Rocha, M.; Paula Bernardes, G. (2009). *Prediction of Soil Properties from the Concepts of Energy Transfer in Dynamic Penetration Tests*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135(8), pp. 1092–1100.
- Seed, H.B.; Tokimatsu, K.; Harder, L.; Chung, R. (1985). *Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations*. Journal of Geotechnical Engineering, v. 111, n. 12, pp. 1425-1445.
- Skempton, A.W. (1951). *The bearing capacity of clays*. Proc. Building Research Congress, Div. I Part III, London, pp. 180-189.
- Skempton, A.W. (1986). *Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation*. Géotechnique 36, n. 3, pp. 425-447.
- Soares, J.M.D. (1997). *Estudo do comportamento geotécnico do depósito de argila mole da Grande Porto Alegre*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Terzaghi, K.; Peck, R.B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2nd ed. John Wiley and Sons, New York.

CORRELAÇÃO ENTRE MOVIMENTOS DE MASSA E PLUVIOSIDADE NAS ENCOSTAS DE JOÃO PESSOA/PB - BRASIL

Rainfall-landslide relationship for João Pessoa/PB - Brazil

Fábio Lopes Soares*

Geraldo Moura Ramos Filho**

RESUMO – As ocorrências de movimentos de massa na cidade de João Pessoa estão gerando preocupação à sociedade. Dado que a chuva é um dos principais agentes responsáveis pela deflagração dos deslizamentos, este trabalho busca realizar um estudo da relação da precipitação com os deslizamentos, objetivando encontrar um meio para monitorar e prever os movimentos de massa através do estudo de uma única variável, as chuvas. Foi delimitada a região a ser estudada, coletados os dados dos movimentos de massa e dos pluviômetros e, por fim, traçou-se curvas do tipo chuvas diárias vs. chuvas acumuladas, buscando índices de correlação (R^2) elevados. Encontraram-se resultados bastante significativos para a prevenção e o monitoramento dos movimentos de massa. Para a precipitação acumulada de oito dias foram encontradas três equações que se diferenciam pela gravidade do movimento de massa e, ainda, as correlações encontradas foram elevadas.

SYNOPSIS – The occurrence of mass movements in the city of João Pessoa are generating concern for the Civil Defense services. As the rain is one of the main agents for triggering landslides, this work aims to conduct a study of the rainfall-landslide relationship, in order to find a way to monitor and predict the mass movements through the study of a single variable, rainfall. The area of study has been delimited, the mass movements and rain data were collected and finally the daily rain vs. accumulated rain curves were traced, searching for high correlation indices (R^2). Significant results have been found for the prevention and monitoring of mass movements. For the eight day accumulated rainfall three equations were derived that differ in the severity of the mass movement and whose correlations were high.

PALAVRAS CHAVE – Movimento de massa, pluviosidade, correlação.

1 – INTRODUÇÃO

Os movimentos de massa, habitualmente conhecidos como escorregamentos ou deslizamentos, são os fenômenos naturais que mais afetam as cidades brasileiras, provocando danos sociais e econômicos. Ocorrem geralmente nos períodos chuvosos, sendo a chuva considerada um dos principais agentes de deflagração desses movimentos. Este fato é agravado por outro fator, a ocupação desordenada.

Segundo Ide (2005), a preocupação com os movimentos de massa é necessária devido ao grande número de cidades nas quais existem esses problemas. O monitoramento e a prevenção eficazes destes processos têm sido um desafio para as comunidades internacionais, visando à proteção à vida e à propriedade. O sucesso dessa empreitada, no entanto, está intimamente ligado ao conhecimento de seus agentes condicionantes e como se relacionam até a deflagração.

* Professor Titular, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal da Paraíba.
E-mail: flseng@uol.com.br

** Engenheiro civil. E-mail: geraldo0511@hotmail.com

1.1 – Estudos anteriores

A busca para tentar compreender a associação entre a deflagração dos movimentos de massa e os índices pluviométricos, está levando muitos pesquisadores a tentarem estabelecer correlações empíricas, probabilísticas ou físico-matemáticas entre a pluviosidade e a ocorrência desses processos. Entre trabalhos internacionais citam-se Endo (1970), Campbell (1975), Lumb (1975), Govi (1977), Eyles (1979), Kay e Chen (1995), Zêzere (2003). No Brasil, são conhecidas diversas correlações entre os episódios de chuva e os movimentos de massa, resultantes de diferentes locais e utilizados em planos de defesa civil. Citam-se os estudos de Guidicini e Iwasa (1977), Tatizana *et al.* (1987), Almeida e Nakazawa (1991) para Petrópolis, Elbachá *et al.* (1992) para Salvador, Xavier (1996) para Belo Horizonte, Alheiros *et al.* (2003) para Olinda, Salaroli (2003) para Vitória, Vieira (2004) para Blumenau, Ide (2005) para Campinas/SP, Castro (2006) para Ouro Preto. Os Quadros 1 e 2, citados por Ide (2005), mostram de forma resumida cada trabalho e as conclusões encontradas.

Quadro 1 – Resumo de pesquisas internacionais realizadas sobre chuva e escorregamento (Ide, 2005).

Autor e ano	Local	Característica associada a escorregamento
Endo, 1970	Hokkaido	Limite de 200 mm / dia.
Campbell, 1975	Los Angeles	Limite de 262 mm / evento de chuva.
Nielsen <i>et al.</i> , 1976	Alameda County, Califórnia	Limite de 180 mm / evento de chuva.
Govi, 1976	Bacino Padano, Itália	Limite de 100 mm / 3 dias.
Eyles, 1979	Wellington City	Limite de 50-90 mm / evento de chuva. Escorregamentos de grande porte com 100 mm / evento de chuva.
Brand <i>et al.</i> , 1984	Hong Kong	Limite de 100 mm / 24 horas; 70 mm / hora.
Kay e Chen, 1995	Hong Kong	Relação: $d = (180 - h)/s$ onde d é a chuva diária (mm), h é a chuva horária (mm) e s é o coeficiente de inclinação da reta que limita as zonas de probabilidade de ocorrência de escorregamentos.
Finlay <i>et al.</i> , 1997	Hong Kong	Boa relação com chuva de 1 e 12 horas anteriores Limite de 8 a 17 mm / hora.
Zêzere <i>et al.</i> , 2003	Lisboa, Portugal	Limite de 220 mm / 15 dias para escorregamentos de pequeno porte / translacionais rasos. Limite de 130 mm / dia para escorregamentos múltiplos translacionais. Limites de 459 mm / 40 dias a 690 mm / 75 dias (chuvas prolongadas) para movimento de massa profundos.

Quadro 2 – Resumos de pesquisas brasileiras realizadas sobre chuva e escorregamento (Modificado de Ide, 2005).

Autor e ano	Local	Característica associada a escorregamento
Guidicini e Iwasa, 1977	Costa Ocidental, Brasil	Limite de 8 a 17% de pluviosidade anual. Com 20% da pluviosidade anual, desenvolvem-se fenômenos catastróficos.
Tatizana <i>et al.</i> , 1987	Serra do Mar, Brasil	Boa relação com precipitação acumulada de 4 dias; $I (Ac) = 2603 Ac^{0,933}$ I = intensidade da precipitação Ac = precipitação acumulada de 4 dias
Elbachá <i>et al.</i> , 1992	Salvador, Bahia	Limite indicativo de 120 mm/ 4 dias.
Xavier, 1996	Belo Horizonte, Minas Gerais	Limite de 30 mm/24 horas e 50 mm em 48 horas.
GEO-RIO, 2000	Rio de Janeiro, Rio de Janeiro	Boa relação com chuva acumulada de 4 dias.
Alheiros <i>et al.</i> , 2003	Olinda, Pernambuco	Maior chance de instabilidade de massa para $R > 60\,000\text{ mm}^2$ sendo: $R = Pac \cdot I$ I = intensidade da chuva Pac = precipitação acumulada desde o início da estação chuvosa
Salaroli, 2003	Vitória, Espírito Santo	36,00 mm para nível de Atenção. 87,5 mm para nível de Alerta.
Vieira, 2004	Blumenau, Santa Catarina	Boa relação com chuva acumulada de 3 a 4 dias, somando em torno de 50 mm.
Ide, 2005	Campinas, São Paulo	78,0 mm para 7 dias de acumulada.
Castro, 2006	Ouro Preto, Minas Gerais	129,0mm de chuva acumulada em cinco dias com chuvas diárias de 55,0mm.
Soares e Ramos, 2014	João Pessoa, Paraíba	50,0 mm de chuva acumulada de sete dias com chuvas diárias de 150,0 mm. 150,0 mm de chuva acumulada de sete dias com chuvas diárias de 50,0 mm.

1.2 – Área de estudo

A área objeto de estudo compreende a cidade de João Pessoa, capital do estado da Paraíba. A região está inserida na folha topográfica de João Pessoa (Brasil, 1974), na escala 1:100 000, e situa-se na zona fisiográfica da Mata Paraibana. A cidade de João Pessoa faz limites, a norte, com o município de Cabedelo, a sul, com os municípios do Conde e Alhandra, a oeste, com os municípios de Bayeux e Santa Rita, e a leste, apresenta como ponto limite a fronteira marítima do Oceano Atlântico.

Atualmente, a Coordenadoria Municipal de Defesa Civil (COMDEC) identifica na grande João Pessoa trinta e uma áreas de risco. Uma área é considerada de risco quando está situada em: encostas declivosas, fundos de vales, várzeas de rios, encostas sujeitas a deslizamento, áreas onde passam redes de alta tensão de energia elétrica, tubulações de gases naturais, transmissão de água, entre outros.

Para compreender a influência das chuvas no desencadeamento dos movimentos de massa na cidade de João Pessoa, serão traçadas curvas de dispersão com os valores de precipitação diária e acumulada para as quais começa a deflagração. A partir destas informações pode-se criar um

suporte para um sistema de alerta, que servirá como instrumento preventivo da COMDEC para a população e os órgãos competentes.

2 – METODOLOGIA

A metodologia adotada neste trabalho é bastante semelhante aos estudos de Ide (2005) e Castro (2006), porém devido a algumas peculiaridades da área de estudo, algumas adaptações do método adotado foram necessárias. Este estudo foi desenvolvido em duas etapas.

1. Coleta de dados – Levantamento dos dados sobre movimentos de massa e dos dados pluviométricos, sendo criado um cadastro.

2. Correlação entre escorregamento e pluviosidade – Verificação da quantidade de dias de chuva acumulada na deflagração dos escorregamentos e, por fim, determinação da relação entre precipitação e escorregamentos.

2.1 – Coleta de dados

Os levantamentos de dados dos movimentos de massa e da pluviosidade ocorrem de forma a coincidir as datas e locais, devido à interdependência entre estes dados. O período de estudo do trabalho compreendeu desde 2008 até 2013, portanto foi importante a coleta dos dados tanto de precipitação quanto de movimentos de massa dentro desse período.

2.1.1 – Movimentos de massa

O levantamento dos dados foi realizado com a ajuda da COMDEC de João Pessoa, complementado pelas informações obtidas na mídia. O início do cadastro de escorregamentos em 2008 se deve à inexistência de registro das ocorrências anteriores a esta data.

A coleta dos dados para o cadastro seguiu os procedimentos abaixo:

- Levantamento das ocorrências atendidas pela COMDEC de João Pessoa, selecionando apenas aquelas relacionadas a movimentos de massa;
- Verificação das datas e locais das ocorrências para certificação que foram atendidas na área de estudo;
- Arquivamento das informações coletadas.

Deve-se realizar uma triagem inicial nas informações coletadas, evitando assim os acidentes não relacionados diretamente à precipitação. Nos casos em que foi identificado que o rompimento se dera por falhas na construção civil, rompimento de tubulações de água e esgoto, escavações ou cortes inadequados do terreno, entre outros, a ocorrência deve ser excluída.

O número de movimentos de massa que ocorreram no período da pesquisa, provavelmente é maior do que os cadastrados. Isto se deve ao fato da existência de locais não habitados na área urbana de João Pessoa onde ocorrem movimentos, mas estes não atingem moradias. Assim a ocorrência não é registrada.

Para apurar maiores detalhes como o horário e tipos de perdas ocorridas no acidente, a bibliografia existente sobre o assunto aconselha a procurar no meio de comunicação, em jornais, revistas locais, entre outros, as notícias de escorregamentos. A melhor precisão do horário da ocorrência dos movimentos de massa é muito importante para a utilização rigorosa das informações coletadas nos pluviômetros.

O cadastro final foi criado em um banco de dados em planilha Excel, armazenando e ordenando os dados. No cadastro consta a data da ocorrência e endereço (logradouro e bairro).

2.1.2 – Pluviosidade

Os dados de precipitação foram considerados de forma que abranja toda a área de estudo. O ideal é que exista uma rede de pluviômetros na cidade para captar as leituras em vários pontos distintos. Em João Pessoa, o Instituto Nacional de Meteorologia (INMET) possui um pluviômetro localizado na região estudada e a Agência Executiva de Gestão das Águas da Paraíba (AESPA) possui seis.

Outro fator importante é que as informações dos pluviômetros devem coincidir com as informações dos movimentos de massa e ainda apresentar dados confiáveis no período estudado. Para a região estudada, apenas o pluviômetro do INMET apresentou dados confiáveis no período de estudo.

Para os estudos de correlação, é importante saber os valores das chuvas acumuladas nos dias anteriores. A partir da planilha Excel foram calculadas as chuvas acumuladas de 1 a 10 dias.

2.2 – Correlação entre escorregamentos e pluviosidade

Esta correlação tem por objetivo estabelecer uma relação numérica entre os dois, sendo de grande utilidade para a previsão dos movimentos de massa e tendo aplicação direta nos planos de defesa civil do município, através das previsões meteorológicas e acompanhamento dos índices pluviométricos.

Segundo Castro (2006), o estudo de correlação consiste na comparação, através de diversos gráficos, entre os valores de precipitação que causaram escorregamentos e aqueles valores que não causaram nenhum tipo de movimento.

Primeiramente, foram estudados os dias de chuva acumulada que influenciam nos movimentos de massa, sendo esta análise importante para verificar qual a quantidade de dias antecedentes que tem maior influência nos movimentos, ou seja, a importância da saturação do solo no desencadeamento dos escorregamentos.

Posteriormente, traçou-se uma curva para através desta fornecer uma relação numérica entre a chuva acumulada na quantidade de dias antecedentes aos escorregamentos e a chuva ocorrida no dia da ocorrência.

2.2.1 – Quantidade de dias de chuva acumulada na deflagração dos escorregamentos

Através da construção de diagramas de dispersão para as chuvas acumuladas de 1 a 10 dias, pode-se verificar a quantidade de dias de chuvas acumuladas que influenciam na deflagração dos escorregamentos, comparando os valores das chuvas acumuladas que causaram ou não escorregamentos. A análise consiste em definir o diagrama de menor número de dias que apresenta uma separação mais nítida dos pontos com e sem escorregamentos.

Para a elaboração desse diagrama, foram plotados os pontos com e sem escorregamentos pela data de sua ocorrência. Através destes diagramas é possível estabelecer um valor limite da precipitação que inicia o processo de movimentação.

2.2.2 – Relação entre precipitação e escorregamentos

Para estudar a relação numérica entre as chuvas e os escorregamentos foi construído um gráfico. Este gráfico fornece uma equação que correlaciona a chuva acumulada com a chuva diária do dia da ocorrência, e pode ser usada como auxílio à prevenção de acidentes.

Para a construção deste gráfico foram utilizados todos os dados de escorregamentos dos anos escolhidos para as análises, pois uma quantidade maior de dados proporciona um melhor ajuste para a curva. O objetivo da construção deste gráfico é estudar os pontos em situações adversas, ou seja, aqueles dias em que ocorreu um baixo volume de chuva, mas houve movimentos e aqueles que com alto valor de chuva diária não causaram escorregamentos.

Quando não existem dados pluviográficos, valores de intensidade horária de chuva, o gráfico pode ser construído com os valores diários da chuva, assim como no trabalho de Ide (2005) e de Castro (2006). Para este tipo de gráfico, utiliza-se o valor da chuva em 24 horas correlacionando-o com a chuva acumulada em X dias, excluindo o valor da precipitação do dia de ocorrência. O gráfico elaborado neste trabalho utilizou os dados diários.

Foram lançados todos os pontos com e sem escorregamentos no gráfico da chuva diária pela chuva acumulada, definindo uma curva que mostra a melhor separação desses pontos. A equação que melhor se ajustar a esta curva será a relação numérica entre essas duas variáveis. Para se obter a melhor curva com o melhor ajuste foram realizadas várias tentativas.

3 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.1 – Dados do cadastro de movimentos de massa

A triagem foi realizada e foram selecionados apenas os deslizamentos provocados pelas chuvas. Ao fim da triagem, foi possível observar que os movimentos de massa registrados são escorregamentos do tipo rotacional e 19 datas distintas foram utilizadas no estudo (Quadro 3), onde foram subdivididas em três categorias:

- Eventos simples (registro de apenas um movimento no dia) – foi maioria, atingindo 63,16% dos movimentos cadastrados;
- Eventos médios (registro de dois ou três movimentos no dia) – atingindo 26,32% dos movimentos cadastrados;
- Eventos grandes (registros de mais de três movimentos no dia) – atingindo 10,52% dos movimentos cadastrados.

Os registros de movimentos de massa têm maior ocorrência no período entre maio e agosto, sendo facilmente compreendido devido ao período de chuva ser concentrado nestes meses. A maior concentração de registros ocorreu em junho, aproximadamente 26%, seguido de julho, aproximadamente 21%. A Fig. 1 mostra a localização da ocorrência dos movimentos de massa.

Quadro 3 – Data e localização dos movimentos de massa provocados pelas chuvas em João Pessoa.

Data	Local	Data	Local
Eventos simples		Eventos grandes	
30/08/2013	Comunidade Santa Barbara	2/7/2012	Saturnino de Brito
14/07/2013	Saturnino de Brito		São José
29/04/2013	Cristo Redentor	20/05/2011	Valentina
28/06/2012	BR-230/Km-19 Castelo Branco		Rangel
19/06/2012	Saturnino de Brito		Cruz das Armas
24/01/2012	Timbó	23/04/2009	São José
17/07/2011	São Jose		Cabo Branco
12/7/2011	BR-230/Km-19 Castelo Branco	Eventos médios	
20/02/2011	Ilha do Bispo	9/6/2013	São José
23/05/2009	Roger		Timbó
22/02/2009	Renascer		BR-230/Km-19 Castelo Branco
16/06/2008	Roger		Comunidade Santa Clara
Eventos médios		12/4/2011	São José
4/9/2013	BR-230/Km-19 Castelo Branco		Comunidade Tito Silva
	Miramar		Barreira do Cabo Branco
	Barreira do Cabo Branco		Saturnino de Brito
13/06/2013	Saturnino de Brito		Timbó
	Timbó		Roger

3.2 – Dados pluviométricos

Para a coleta dos dados de pluviosidade, as informações foram obtidas no banco de dados do INMET, que pode ser acessado via internet, e na AESA. O Quadro 4 e a Fig. 1, especifica a quem pertence e a localização dos pluviômetros espalhados em João Pessoa.

Quadro 4 – Pluviômetros: órgão/coordenadas.

Pluviômetro	Orgão	Latitude (graus)	Longitude (graus)
Estação 82798	INMET	-7.1	-34.86
Bayeux	AESA	-7.13	-34.94
João Pessoa / DFAARA	AESA	-7.08	-34.83
João Pessoa / Mangabeira	AESA	-7.19	-34.81
João Pessoa / Mares	AESA	-7.15	-34.9
João Pessoa / CEDRES	AESA	-7.21	-34.95
Cabedelo / Emater	AESA	-7.08	-34.85

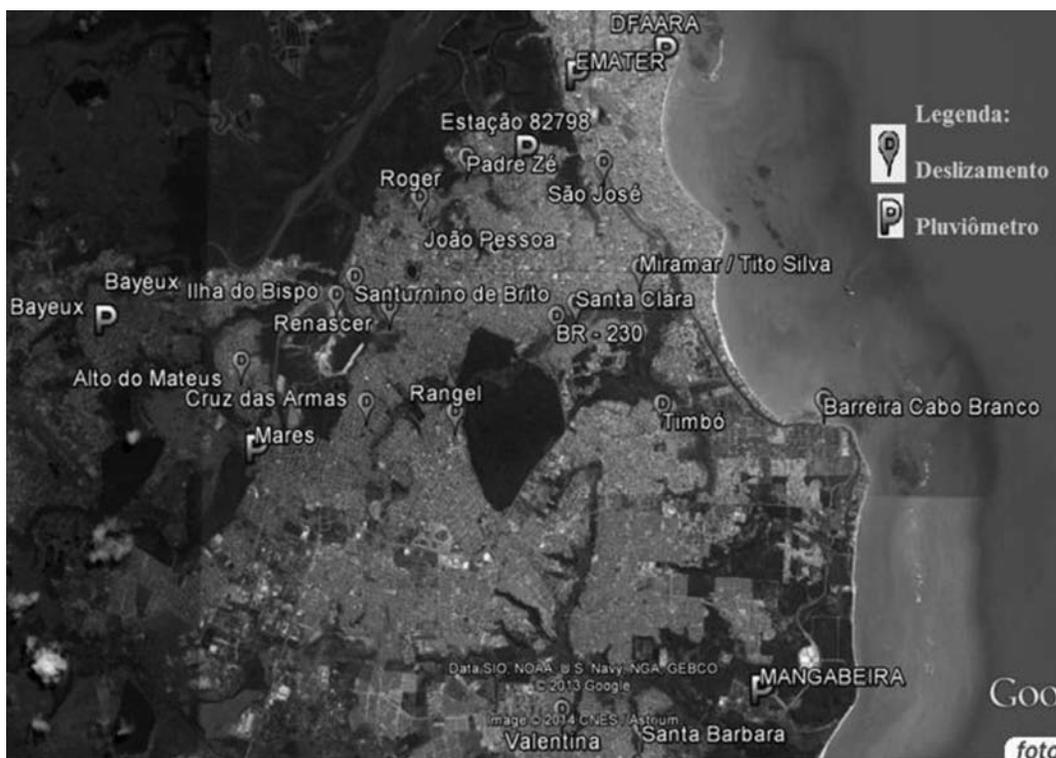


Fig. 1 – Mapa de localização dos movimentos de massa e dos pluviômetros em João Pessoa.

Dentre as estações pluviométricas do Quadro 4, foi observado que:

- a estação Bayeux e João Pessoa/Mangabeira não apresentam dados para todo o período de estudo. O último registro coletado foi no mês de maio/2013 para a estação Bayeux e agosto/2012 para a estação João Pessoa/Mangabeira;
- a estação João Pessoa/Mares e João Pessoa/EMATER apresentam falhas nas medições, ou seja, não foram realizados os registros de precipitação em algumas datas dentro do período de estudo;
- a estação João Pessoa/DFAARA apresenta dados extremamente semelhantes a estação 82798 do INMET.

Por fim, a estação do INMET (estação 82798) foi selecionada para realização do estudo, pois foi considerada a mais representativa devido à existência de dados em todo o período de investigação dos escorregamentos (2008 a 2013) e à maior proximidade aos locais dos escorregamentos selecionados.

3.3 – Correlação entre escorregamentos e pluviosidade

3.3.1 – Análise do número de dias de precipitação acumulada mais efetivo nos processos de escorregamentos

Foram lançados todos os dados de chuva do ano de 2011 em um gráfico de dispersão de precipitação acumulada de 8 dias. A Fig. 2 mostra os resultados para as chuvas acumuladas de 8 dias. Os 5 casos de escorregamentos e os casos de não ocorrência estão destacados nos gráficos como indica a legenda.

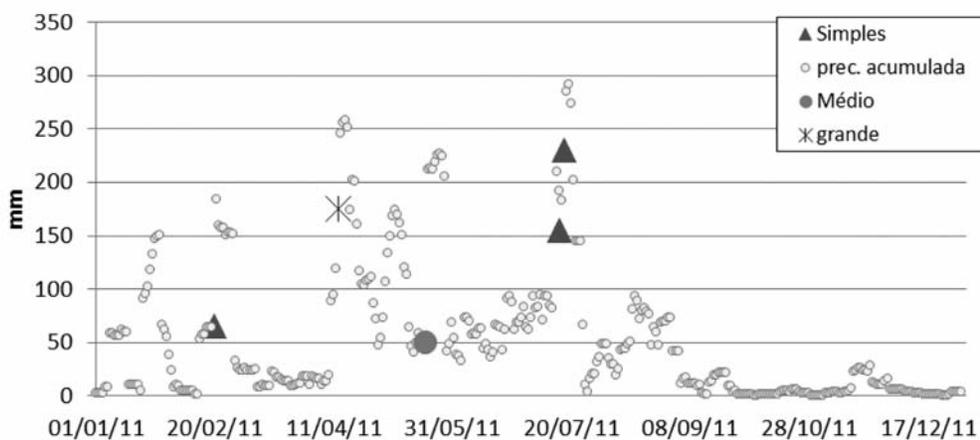


Fig. 2 – Gráficos de dispersão de precipitação acumulada de 8 dias.

Observando o gráfico podemos chegar a conclusão que:

- Os eventos simples e médios ocorrem a partir de um limiar próximo de 50 mm;
- Os eventos grandes ocorrem a partir um limiar próximo de 175 mm.

E, ainda, os limites traçados não segregam os pontos de escorregamentos dos pontos de precipitação acumulada, esta situação sendo a ideal. O resultado encontrado é ainda considerado insatisfatório, mas os valores limites encontrados são uma excelente referência para o estudo da relação chuva diária vs. chuva acumulada, como veremos mais adiante.

3.4 – Relação numérica entre precipitações e escorregamentos

As curvas que correlacionam a precipitação acumulada e a precipitação diária foram definidas para se obter uma relação numérica entre estes dois parâmetros. Foram obtidas através de um gráfico com todos os pontos de escorregamentos (simples, médios e grandes) e os pontos de chuva que não provocaram escorregamentos (Fig. 3). As equações foram obtidas através de linhas de tendência do tipo potencial, cujo objetivo é encontrar uma correlação elevada.

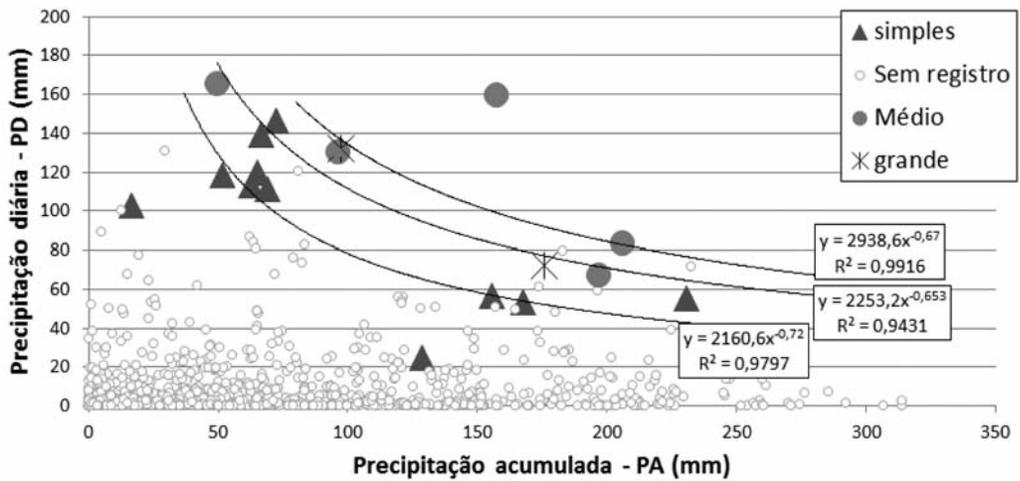


Fig. 3 – Curvas de correlação entre precipitação diária e acumulada para 8 dias.

No gráfico acima, é perceptível a separação dos pontos sem registro e com registro de escorregamento. O valor de R^2 foi satisfatório para os eventos simples, médios e grandes – 0,9797; 0,9431 e 0,9916, respectivamente – significando boa concordância dos pontos com a linha de tendência adicionada. O Quadro 5 mostra as equações encontradas e o fator R^2 de cada uma das curvas.

Quadro 5 – Resumo das equações das curvas encontradas e valor de R^2 .

Chuvas acumuladas – 8 dias	Equação	R^2
Simples	$PD = 2160,6.PA^{-0,72}$	0,9797
Médio	$PD = 2253,2.PA^{-0,653}$	0,9431
Grande	$PD = 2938,6.PA^{-0,67}$	0,9916

Com a elaboração destas equações, agora é possível calcular a quantidade de chuva que pode ocasionar escorregamentos, partindo das informações de chuva acumulada dos dias anteriores. Por isso é necessário o acompanhamento da chuva ocorrida nos dias antecedentes, favorecendo a prevenção de acidentes.

Como mostram os gráficos de chuva acumulada de 8 dias, é possível observar pontos acima da curva não associados aos escorregamentos. Mesmo assim, a maior parte do universo de dados de precipitação localiza-se na área inferior do gráfico, área a qual deve ser atribuída uma suscetibilidade menor a escorregamentos na região de João Pessoa. Podemos perceber também que ainda existem pontos de eventos simples abaixo da curva. Porém esses pontos são poucos, representando, aproximadamente, 15% dos escorregamentos.

Vale ressaltar que por tratar-se de um resultado empírico, a qualidade da aplicação da equação depende do tamanho da amostra dos dados utilizados. Por essa razão, é importante realizar frequentes atualizações, inserindo novos casos de escorregamentos e ampliando a amostra de dados de cada estação chuvosa.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

É possível estabelecer relações numéricas a partir de uma única variável, a precipitação, as quais dão indicação da probabilidade de ocorrência de movimentos de massa, apesar de existir inúmeros fatores e agentes condicionantes para influenciar os processos de escorregamentos. A investigação destas relações numéricas por meio da análise dos escorregamentos passados é uma técnica amplamente utilizada na problemática de previsão deste tipo de acidente. No entanto, é preciso observar a complexidade de fatores físicos que atuam no processo e a variabilidade climática e geomorfológica existente de cada região, pois os resultados encontrados mostram-se aplicáveis a nível local, sendo recomendável realizar atualizações constantes.

Diante das análises realizadas com os registros de ocorrências de escorregamentos para a cidade de João Pessoa, chegou-se a conclusão de que a chuva acumulada é de grande influência no desencadeamento dos escorregamentos. As análises demonstraram que o melhor indicador do início da deflagração dos escorregamentos são as chuvas acumuladas em oito dias anteriores ao acidente.

As equações que correlacionam a chuva diária com a chuva acumulada são do tipo potencial, devido ao melhor ajuste à curva. As equações encontradas foram: para eventos simples, $PD = 2160,6.PA^{-0,72}$, para eventos médios, $PD = 2253,2.PA^{-0,653}$, e para eventos grandes, $PD = 2938,6.PA^{-0,67}$, sendo PD a precipitação diária do dia do escorregamento e PA a precipitação acumulada, excluindo a precipitação do dia do acidente. Estas equações podem ser utilizadas no monitoramento das chuvas acumuladas para a prevenção aos escorregamentos na cidade de João Pessoa.

Há a necessidade de intensificar e estender este estudo no decorrer dos anos buscando sempre aumentar os registros de escorregamentos e dos dados do pluviômetro, para no futuro existir uma curva cada vez mais confiável, para assim auxiliar o Poder Público a realizar ações preventivas para os movimentos de massa, principalmente nas áreas de riscos de João Pessoa.

5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Agência Executiva de Gestão das Águas do Estado da Paraíba. Disponível em: <<http://www.aesa.pb.gov.br/>>. Acesso em: 05/01/2014.
- Alheiros, M.M.; Souza, M.A.A.; Bitoun, J.; Medeiros, S.M.G.M.; Amorim Junior, W.M. (2003). Manual de ocupação de morros da Região Metropolitana de Recife. Recife: Fundação de Desenvolvimento Municipal, 384p.
- Almeida, M.C.J.; Nakazawa, A. (1991). *Análise de Correlação entre Chuvas e Escorregamentos no Município de Petrópolis, RJ*. Geologia de Engenharia no Meio Ambiente Urbano, 7º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, pp.129-137.
- Brasil (1974). Superintendência de Desenvolvimento do Nordeste-SUDENE. Mapa Topográfico de João Pessoa. s.l.. Escala 1:100 000. 1 mapa.
- Campbell R. (1975). *Soil slips, debris flows and rainstorms in the Santa Monica Mountains and vicinity, Southern California*. USGS Professional Paper, 851: 51 pp.
- Castro, J.M.G. (2006). *Pluviosidade e movimentos de massa nas encostas de Ouro Preto*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Ouro Preto. 100 p.
- Elbachá, A.T.; Campos, L.E.P.; Bahia, R.F.C. (1992). *Tentativa de correlação entre precipitação e escorregamentos na cidade de Salvador*. In: Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Taludes de Encostas, 1, Rio de Janeiro: ABMS, 1992. pp. 647-656.
- Endo T. (1970). *Probable distribution of the amount of rainfall causing landslides*. Annual Report, Hokkaido Branch, Govern. Forest Experiment Station, Sapporo, 123-136.
- Eyles, R.J. (1979). *Slip-triggering rainfalls in Wellington City, New Zealand*. New Zealand Journal of Science, vol. 22, pp. 117-121.
- GEO-RIO (2000). *Manual técnico de encostas*. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro.
- Govi, M. (1977). *Photo-interpretation and mapping of the landslides triggered by the Friuli earthquake (1976)*. Bulletin International Assoc. Engineering Geology, nº 15, pp. 67-72.
- Guidicini, G; Iwasa, O. Y. (1977). *Tentative correlation between rainfall and landslides in a humid tropical environment*. Bulletin International Association Engineering Geology, Krefeld, v.16, pp. 13-20.
- Ide, F.S. (2005). *Escorregamento, meteorologia e precipitação: uma proposta de método de investigação para a prevenção e monitoramento de riscos, aplicado em Campinas/SP*. Dissertação (Mestrado em Tecnologia Ambiental). Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, Campinas, 153 p.
- Instituto Nacional de Meteorologia. Disponível em: <<http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=bdmep/bdmep>>. Acesso em: 05/01/2014.
- Kay, J. N.; Chen, T. (1995). *Rainfall-landslide relationship for Hong Kong*. Proc. IC. Geotechnical Engineering, Bangkok, v.113, pp.117-118.
- Lumb, P. (1975). *Slope failures in Hong Kong*. Quarterly Journal of Engineering Geology, London, v. 8, pp. 31-65.

- Salaroli, I.S. (2003). *Movimentos de Massa no Município de Vitória – ES: Inventário, caracterização e indicativos de um modelo comportamental*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Ambiental. Universidade Federal do Espírito Santo – UFES.
- Tatizana, C.; Ogura, A.T.; Cerri, L.E.S.; Rocha, M.C.M. (1987). *Análise de correlação entre chuvas e escorregamentos na Serra do Mar, Município de Cubatão*. Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, 5, São Paulo: ABGE, v.2, pp. 225-236.
- Vieira, R. (2004). *Um olhar sobre a paisagem e o lugar como expressão do comportamento frente ao risco de deslizamento*. Tese (Doutorado), Departamento de Geociências, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 197p.
- Xavier, H. (1996). *Percepção geográfica dos deslizamentos de encostas em áreas de risco no município de Belo Horizonte, MG*. Tese (Doutorado), Departamento de Geografia, Universidade Estadual Paulista, Rio Claro/SP, 222p.
- Zêzere, J.L.; Rodrigues, M.L.; Ferreira, A.B. (2003). *Recent landslide activity in relation to rainfall in the Lisbon Region (Portugal)*. Geophysical Research Abstracts, v.5, 05506.

ANÁLISE DAS TENSÕES *IN SITU* NA MINA CUIABÁ – SABARÁ – MINAS GERAIS - BRASIL

In situ stress analysis of the Cuiaba Mine – Sabará – Minas Gerais - Brasil

Isabela Ribeiro Tropia*

Rodrigo Peluci de Figueiredo**

RESUMO – Nos projetos de mina subterrânea, o estudo do campo de tensão *in situ* é fundamental, já que esses requerem, diretamente ou como dado de entrada, a orientação e a magnitude das tensões para o dimensionamento das suas escavações subterrâneas, suporte e reforço dessas, desenvolvimento de modelos numéricos, determinação de métodos e sequenciamento de lavra, previsão de *rockburst*, entre outros. O conhecimento do estado de tensão *in situ* geralmente se baseia nas deformações medidas em ensaios diretos como, por exemplo, o de sobrefuração. Por possuir um alto custo, geralmente, restringe-se esse tipo de ensaio a poucas medições. No entanto, outras informações podem ser avaliadas para a compreensão das tensões sendo denominados de métodos indiretos e indicativos, como *discing* e *breakout*. A análise e a comparação dos dados obtidos nos ensaios diretos com as informações de *discing* e *breakout* mostraram-se na Mina Cuiabá de grande valor para a concepção de um modelo das tensões *in situ*.

SYNOPSIS – In underground mine projects, the *in situ* stress knowledge is essential, since those need, directly or as an input, the stress orientation and magnitude for the underground excavations design, their support and reinforcement, construction numerical modeling, mining method and mining sequence selection, rockburst prediction and others. The *in situ* stress knowledge is generally based on *in situ* strain measurements, as the overcoring technique. Since they have a high cost, generally this kind of measurements is limited to some. Nevertheless, different information can be used for stress estimation known as indirect and indicative techniques, like *discing* and *breakout*. The analysis and comparison of the direct measurements with *discing* and *breakout* information provided to the Cuiaba Mine considerable data for its *in situ* stress model construction.

PALAVRAS CHAVE – Tensão *in situ*, *discing*, *breakout*.

1 – INTRODUÇÃO

A Mina Cuiabá, localizada no município de Sabará a 35km da capital do estado de Minas Gerais, Belo Horizonte, constitui, atualmente, uma das minas subterrâneas de ouro mais importantes do Brasil alcançando mais de uma centena de quilômetros de escavações, com profundidades superiores a 1100m. Os principais métodos de lavra utilizados são o Corte e Enchimento, o *Sublevel Stopping* e em menor proporção, Câmaras e Pilares.

A Mina Cuiabá possui diversas evidências e dados disponíveis que contribuíram para a elaboração de um modelo do campo de tensões *in situ*. O presente estudo avaliou e comparou métodos diretos e convencionais para se estimar as tensões *in situ*, determinadas pelo método de sobrefuração, com outros métodos indiretos, como *discing* e *breakout*.

* Geóloga (MSc), Núcleo de Geotecnia - Universidade Federal de Ouro Preto.
E-mail: isabelatropia@yahoo.com

** Professor Associado, Escola de Minas - Universidade Federal de Ouro Preto.
E-mail: rpfigueiredo@yahoo.com.br

Se por um lado os métodos diretos de determinação de tensões *in situ* são leituras quantitativas das tensões em um determinado ponto, nem sempre seus resultados podem ser estendidos a diferentes setores. Além disso, economicamente, os métodos diretos não são passíveis de serem aplicados em todos os domínios de tensões da mina. Por isso, os métodos indiretos podem ser utilizados em maior número, abrangendo distintas regiões e fornecendo uma distribuição espacial mais representativa das tensões.

Este trabalho refere-se à dissertação de mestrado apresentada à Universidade Federal de Ouro Preto em dezembro de 2013 (Tropia, 2013).

2 – GEOLOGIA

A Mina Cuiabá está inserida no contexto geológico do Quadrilátero Ferrífero e suas unidades pertencem à sequência do Grupo Nova Lima. A divisão estratigráfica dos seus litotipos foi proposta por Vieira e Oliveira (1988, citado por Ribeiro-Rodrigues *et al.*, 2007) tendo basicamente três unidades:

- Inferior: metavulcânica máfica (metandesito) intercalada por metapelito e lentes de metapelito carbonoso. É sobreposta por uma camada de BIF (formação ferrífera bandada) onde se encontra a mineralização aurífera.
- Intermediária: sequência de metapelito carbonoso, metavulcânica máfica com intercalações locais de metapelito.
- Superior: metapelito alternado com metavulcanoclástica.

Os eventos tectônicos responsáveis pela estruturação geológica da Mina Cuiabá geraram nas suas unidades uma foliação proeminente, milonítica de mergulho médio para SE (Lobato *et al.*, 2001) e outra foliação mais nova de direção NNE-SSW. Diversos autores interpretam que a estrutura de Cuiabá pode ser o resultado de uma dobra que foi redobrada. Nos corpos mineralizados são reconhecidos esses dobramentos de escala métrica e cuja atitude para seus eixos está entre 130° e 160° com mergulho médio de 20 a 35°. Essas dobras são reconhecidas em diferentes níveis da mina e podem ser correlacionadas pelo seu mergulho.

3 – MATERIAIS E MÉTODOS

A metodologia de trabalho teve como referência a quinta norma publicada pela *International Society of Rock Mechanics*, ISRM (Stephansson e Zang, 2012), em que se apresenta uma diretriz para a construção de um modelo de tensões *in situ* de uma determinada área.

Os estudos seguiram a sequência de etapas propostas na publicação adaptando-se e limitando-se aos dados e ensaios disponíveis na Mina Cuiabá. Foram levantados dados de geologia (litológicos e estruturais), topografia, informações de sondagem e das tensões *in situ* regionais disponíveis no Mapa Mundial de Tensões (WSM - *World Stress Map*) (Heidbach *et al.*, 2008). Como essas variáveis são capazes de influenciar e modificar o estado de tensão, elas foram levadas em consideração nas análises realizadas.

Foram ainda considerados dados de ensaios de compressão uniaxial (UCS), mapeamento geomecânico e classificação dos maciços rochosos de realces de lavra e galerias, mapeamento geológico e estrutural, ensaios de determinação de tensão *in situ* (método de sobrefuração), modelos numéricos de análise tensão-deformação e levantamento topográfico das escavações. O levantamento dos dados geomecânicos de *breakouts* dos poços de ventilação e de *discing* nos furos de sondagens exploratórias da Mina Cuiabá também fizeram parte do estudo de tensões.

Os testemunhos de sondagem e os poços de ventilação tiveram uma descrição criteriosa para entendimento de suas ocorrências.

A análise dos ensaios de sobrefuração contribuiu para uma estimativa das tensões *in situ* e conhecimento de sua orientação e magnitude, além de base comparativa para os outros métodos (*discing* e *breakout*).

A última etapa dos estudos compreendeu a análise e combinação dos dados obtidos de diversas fontes (*discing*, *breakout*, ensaios *in situ*, modelos numéricos), originando então a concepção do modelo das tensões *in situ* para a Mina Cuiabá.

4 – RESULTADOS

4.1 – Ensaios *in situ* de sobrefuração

Foram conduzidos na Mina Cuiabá dois ensaios de tensão *in situ* cujo método utilizado foi o de sobrefuração com células triaxiais CSIR (*overcoring*) com o objetivo de fornecer informações sobre o campo de tensões para o planejamento e desenvolvimento da mina. A campanha de determinação de tensões ocorreu em dois níveis (primeiro ensaio a 680m de profundidade no nível 12 e o segundo a 820m no nível 14, aproximadamente), contando com três ensaios em cada um.

O ensaio do nível 12 foi realizado em uma galeria de acesso a um dos corpos mineralizados e por isso, foi realizado na rocha encaixante descrita como metavulcanoclástica (XS). No nível 14, o furo de sondagem foi executado em uma galeria desenvolvida no corpo de minério e todos os ensaios foram realizados em BIF.

As tensões estimadas com as leituras de deformação consideraram os parâmetros elásticos (E e ν) dos litotipos (XS e BIF) já conhecidos pela mina e ajustados para uma interpretação coerente do ensaio. Esses parâmetros foram obtidos com a realização de ensaios de compressão uniaxial em amostras coletadas e ensaiadas nos laboratórios de FURNAS Centrais Hidrelétricas e da UFMG (Universidade Federal de Minas Gerais), Departamento de Engenharia de Minas, a partir do ano de 2004. Os Quadros 1 e 2 resumem os parâmetros e tensões estimadas.

Quadro 1 – Parâmetros elásticos utilizados para XS (furo 1) e BIF (furo 2).

Posição do ensaio	Litotipo	E (GPa)	ν
Nível 12	XS	60	0,25
Nível 14	BIF	99	0,25

Quadro 2 – Tensões principais calculadas para os ensaios dos furos 1 e 2, considerando as propriedades do Quadro 1.

Furo	Tensões principais (MPa)	Azimute (°)	Mergulho (°)
1 (XS)	$\sigma_1 = 24,4$	188	60
	$\sigma_2 = 22,46$	040	26
	$\sigma_3 = 10,84$	304	14
2 (BIF)	$\sigma_1 = 80,7$	311	3
	$\sigma_2 = 38,15$	041	8
	$\sigma_3 = 25,75$	198	81

Ensaios de determinação de tensões são sensíveis a diversas variáveis (litológicas, estruturais e topográficas, por exemplo) e, devido a isso, os dois ensaios foram interpretados separadamente.

A rocha existente na região do Furo 1 (XS) evidencia forte anisotropia marcada pela sua foliação (xistosidade). Mapeamentos geológicos realizados nas proximidades do ensaio indicam medidas estruturais com atitudes para a foliação com azimutes SE-S e mergulho entre 20° e 50°. A orientação obtida para a tensão principal maior σ_1 no ensaio do nível 12, 188/60, foi fortemente controlada pela foliação neste local uma vez que possui orientação próxima às atitudes mapeadas. O campo de tensões estimado para este local pode estar representando assim um campo de tensão “estrutural” orientado, ou seja, perturbado pela foliação (anisotropia).

Próximo ao local de realização do ensaio 2 foram analisados dados estruturais de mapeamento geológico que indicaram ser uma região de dobramento da BIF com eixo de atitude 095/28 e foliação com atitude de 130/35. O modelo das dobras regionais, reconhecido na Mina Cuiabá, mostra que a camada de BIF, geralmente se espessa e possui mergulhos variados, sendo que às vezes, ocorre rompimento de sua estrutura, atribuindo assim uma condição geológica peculiar a esses locais. Essa particularidade estrutural pode explicar a razão da magnitude determinada nos ensaios de sobrefuração no nível 14 indicarem valores altos, σ_1 igual a 80MPa por exemplo, que são compatíveis a locais de concentração de tensão, como em dobras.

Em termos de propriedade reológica, a geologia da Mina Cuiabá resume-se basicamente em um pacote de formação ferrífera bandada (BIF) caracterizada como uma camada rígida (rúptil) encaixada em xistos (XS) menos rígidos (dúctil), cujos módulos elásticos podem ser comparados como $E_{BIF} > E_{XS}$.

Hudson e Cooling (1988) descrevem como contrastes de rigidez entre materiais, como o que ocorre na mina, influenciam e perturbam de maneira geral a orientação das tensões *in situ*. Na Fig. 1, apresentam-se três situações em que as tensões *in situ* se alteram pela presença, no caso 1, de uma descontinuidade aberta, em 2 quando essa possui a mesma propriedade (E, módulo elástico) do meio e, por fim, no caso 3, quando possui rigidez maior que o meio.

No caso 3, as tensões são desviadas sendo que a tensão principal maior, σ_1 , se ortogonaliza à camada de maior módulo, $E_D > E$ e a tensão principal intermediária, σ_2 , se paraleliza à essa camada

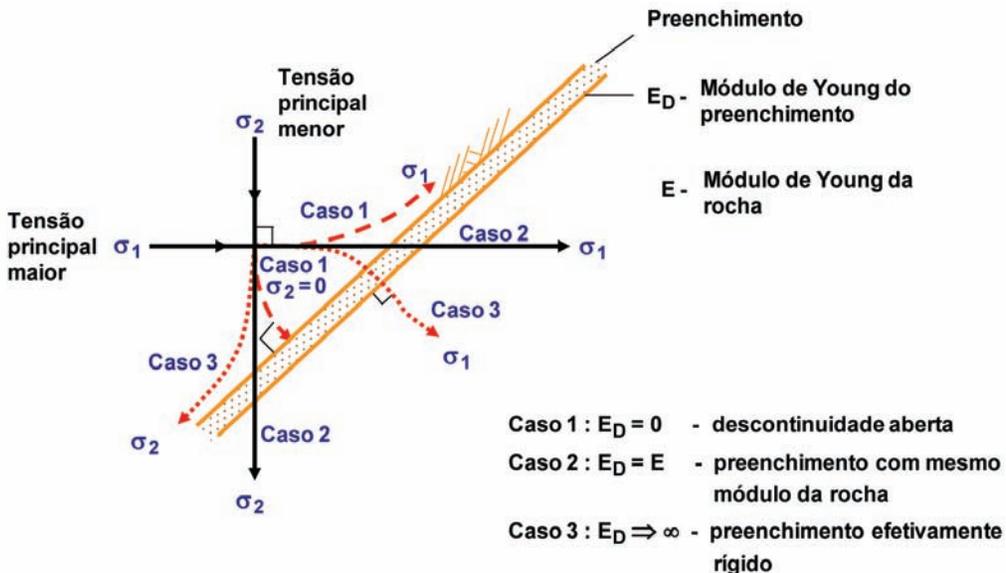


Fig. 1 – Alteração na orientação das tensões *in situ* devido ao diferente valor do módulo de Young entre a encaixante e o preenchimento (Hudson e Cooling, 1988).

E_D de maior módulo. Os dados do mapeamento geológico do nível 14 na região do ensaio apresentaram para a BIF uma direção média NE/SW e mergulho para SE, como já descrito. Quando comparada com a orientação da tensão σ_1 medida no ensaio e a direção da camada de BIF observa-se que essas são aproximadamente ortogonais. A tensão σ_2 (direção e caimento igual a 041/08) por sua vez é aproximadamente paralela à direção da BIF.

A análise da orientação das tensões determinadas no ensaio e a atitude da BIF indicam que a partir da teoria de Hudson e Cooling (1988) a camada de BIF funciona então como um anteparo rígido para as tensões *in situ* na região da mina.

4.2 – Breakout

A ventilação e a refrigeração da Mina Cuiabá são realizadas pela circulação de ar em poços inclinados que se encontram distribuídos em todos os níveis da mina atendendo aos corpos mineralizados. Esses poços que são realizados por uma máquina de *raise bore*, possuem uma inclinação entre 45° e 70°, diâmetro aproximado de 1,5 a 3 m e comprimento variável de 50 a 300m. A partir de 2005, várias ocorrências de rupturas diametralmente opostas e contínuas ao longo da parede desses poços passaram a ser observadas.

A concentração de tensão ao redor de um furo circular em rocha, sob a atuação de um campo de tensões faz com que, por um processo de deformação inelástica, este se quebre e rompa as suas paredes originais nas regiões de maior concentração de tensão e para esse fenômeno utiliza-se o termo *breakout* (Zoback *et al.*, 1985). Bell e Gough (1979, citado em Zoback *et al.*, 1985), afirmam que a orientação das tensões principais ao redor de um furo pode ser inferida pela orientação/posição do *breakout* (ruptura). Interpreta-se que o *breakout* ocorre em duas zonas diametralmente opostas ao longo da direção da tensão horizontal mínima, Fig. 2.



Fig. 2 – Quebras diametralmente oposta em poços de ventilação.

Foram realizados levantamentos em 35 poços entre os níveis 7 e 15 da mina, descrevendo azimute e ângulo de mergulho dos poços, existência ou não de quebras, descrição qualitativa da quebra (rasa, profunda, aberta, etc.), ângulo entre o final da quebra e a posição do meio da quebra, extensão lateral da quebra na parede dos poços, raio inicial dos poços, profundidade da quebra para

dentro do maciço rochoso, azimute da quebra e caracterização do maciço rochoso. Todos esses dados foram verificados a fim de se estudar o que condicionava ou não as rupturas.

Dado que os poços de ventilação na mina seguem pela rocha encaixante, o azimute do corpo mineralizado para SE e de que aqueles que fazem parte da infraestrutura também acompanham esse mergulho, a análise ficou limitada às direções existentes. Verificou-se também que poços com a mesma orientação e profundidades muito próximas não necessariamente possuíam quebras descartando que as quebras eram condicionadas pelo seu azimute e mergulho.

Realizou-se uma comparação da orientação das quebras com as tensões determinadas pelos ensaios de sobrefuração. A análise dos dados mostrou que a tensão principal maior determinada no nível 14 (BIF), igual a 311/03, está alinhada com a direção NW/SE da maioria das quebras. Assim, a localização das quebras na escavação é exatamente o contrário da posição indicada pela teoria do *breakout*. Ao confrontar a orientação da tensão σ_1 estimada no nível 12 (rocha encaixante) igual a 188/60 observa-se que os poços com quebras possuem mergulho semelhante, porém com diferença entre seus azimutes de 10° a 60° para E, não existindo portanto qualquer ortogonalidade entre a direção da tensão e a posição da quebra no furo.

Verificou-se que as quebras não são controladas diretamente pela profundidade, sua localização na estrutura geológica, corpo mineralizado, qualidade do maciço rochoso e nem pela influência da tensão induzida por outras escavações.

As quebras foram então avaliadas sob o ponto de vista da anisotropia presente nos maciços e também com relação ao ângulo resultante entre os planos de foliação e a parede ou eixo do poço, θ , Fig. 3.

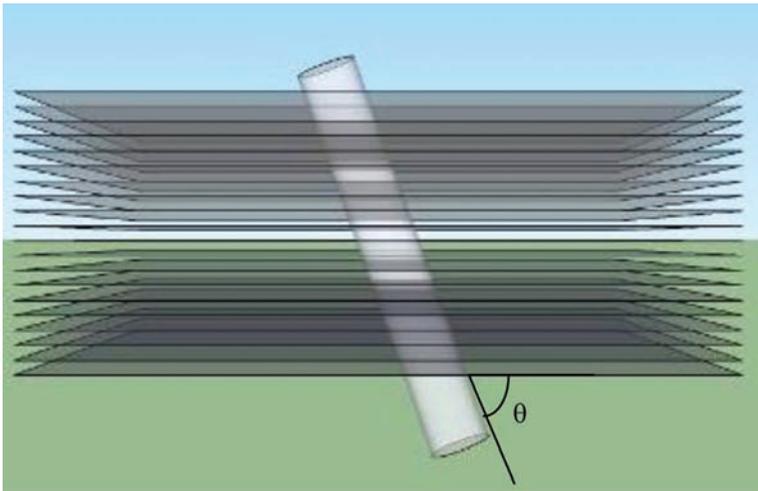


Fig. 3 – Representação esquemática do poço de ventilação cruzando os planos da foliação.

Constatou-se que os poços com quebras possuem um ângulo θ menor que 20° , ou seja, quando os planos de anisotropia estão paralelos ou subparalelos à sua parede, tendo sido observado um total de 13 ocorrências.



Fig. 4 – Exemplo de quebra dos planos de foliação na parede de um furo de detonação.

Diante desta análise, a possibilidade de se inferir a direção da tensão principal maior como perpendicular às quebras foi descartada, uma vez que independente da direção das tensões principais poderá haver cisalhamento nos planos de foliação ao redor dos poços de ventilação quando o ângulo θ for $<20^\circ$.

4.3 – Discing

O termo *discing* é utilizado para o fenômeno espontâneo em que porções de testemunhos de rochas de caráter rúptil se quebram em forma de “discos” ou “pastilhas” durante e após o processo de sondagem diamantada em áreas de alta tensão (Stacey, 1982). O grande interesse no estudo dos *discings* se deve ao fato de que estes podem fornecer informações sobre as tensões em grandes profundidades onde, muitas vezes, não se tem acesso ou seria onerosa a execução de ensaios de determinação de tensão com métodos diretos tradicionais.

Os *discings* em furos de sondagem na Mina Cuiabá foram analisados em 78 furos de sondagens exploratórias e descritos quando disponíveis dados como litotipo, forma (perfil do “disco”), espessura do *discing*, profundidade, relação angular entre o eixo do furo e os planos de anisotropia, diâmetro da coroa de perfuração, equipamento de sondagem, azimute e mergulho do furo. Os intervalos de *discing* mostraram-se mais presentes na BIF (não sulfetada) e em veios de quartzo que constituem as unidades com propriedades rúpteis na região da mina susceptíveis às rupturas em *discing*. Apenas 13 intervalos (13%) dos 78 furos estudados possuíam *discing* em BIF com sulfeto.

Os *discings* em forma de pastilha são predominantes na mina, totalizando 81% das ocorrências. Esse tipo de *discing* ocorre quando não existe grande diferença nas magnitudes das tensões horizontais a que estão sujeitos. As ocorrências de *discing* em forma de “sela” ou “prato” são pouco frequentes pelo observado no total dos 195 dados. Estes foram encontrados em apenas dez furos de sondagem e são ocorrências pontuais.

A ocorrência dos *discings* na região da mina não se mostrou controlada por fatores como equipamento de sondagem, orientação dos planos de anisotropia (bandamento composicional) da BIF, orientação do furo ou profundidade.

Entretanto, estes foram estudados sobre o ponto de vista de sua distribuição espacial e foi identificado que seus intervalos seguem um padrão de alinhamento concordante com o mergulho médio da estrutura da mina. Esse mergulho tem caimento para SE e é orientado de acordo com as dobras de escala métrica associadas aos eventos deformacionais identificados na região.

Os locais de ocorrência de *discing* foram então comparados com os mapas geológicos da mina e verificou-se que esses ocorrem exatamente em regiões de dobramentos.

As regiões dos furos que apresentaram intervalos com *discing* foram então verificadas em campo e identificou-se que essas regiões se associavam a vários locais que intuitivamente eram reconhecidos na mina como áreas de “concentração de tensão”. Durante o desenvolvimento de galerias nesses locais com ocorrência de *discing* muitas vezes foram reconhecidos fenômenos de instabilidade como abertura de trincas, “fatiamento” do maciço rochoso por concentração de tensão nas paredes da escavação, pequenos estalos de rocha por fraturamento, entre outros.

A Fig. 5 exemplifica uma galeria no nível 15, em que a BIF se encontra dobrada e que durante o seu desenvolvimento, trincas se iniciaram na região da charneira da dobra e contínuas camadas de BIF se abriam nas paredes da escavação gerando diversos ciclos de reinstalação de suporte. A estabilização da escavação só ocorreu quando toda a estrutura de dobra foi exposta atingindo uma altura duas vezes maior que a que havia sido dimensionada inicialmente para a galeria. Ressalta-se que, alinhado ao mergulho dessa dobra, foram identificados furos com intervalos de *discing*.

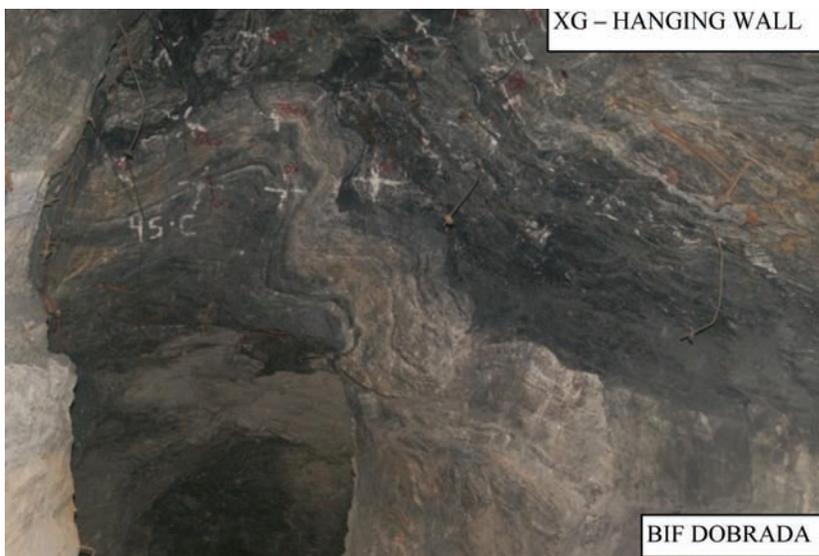


Fig. 5 – Exemplo de galeria desenvolvida em região com dobramento do corpo de minério (BIF) alinhada a ocorrências de *discing* em furos de sondagem.

5 – DISCUSSÃO

Os dois ensaios de sobrefuração executados apresentaram resultados para as tensões *in situ* (orientações e magnitudes) distintos devido ao controle litológico e estrutural dos locais realizados. O ensaio no nível 12 indicou um controle da orientação da tensão principal ($\sigma_1 = 188/60$) pelos planos de anisotropia da foliação presente no XS. A interpretação do ensaio realizado na BIF mostrou que a orientação da tensão principal maior intercepta ortogonalmente essa camada, sendo concordante com o conhecimento teórico sobre situações em que materiais com diferentes módulos

elásticos em contato alteram a orientação das tensões *in situ*. Os corpos mineralizados da Mina Cuiabá constituídos pela BIF funcionam como um anteparo para as tensões *in situ* devido ao seu módulo de *Young* ser maior que o da rocha encaixante. O fato dos litotipos possuírem diferentes propriedades interfere na orientação e magnitude das tensões *in situ*, fazendo com que na região de contato o campo de tensões proximal (*near Field*) seja provavelmente diferente do distal (*far Field*).

Foi verificado que as quebras identificadas nos poços de ventilação são resultantes do mecanismo de ruptura denominado flexão (*buckling*) (Hutchinson e Diederichs, 1996). Esses autores explicam que, para maciços anisotrópicos em regiões, por exemplo, de alta tensão, os planos da foliação podem ajudar na formação de finas camadas de rocha (chamadas de *slabs*) paralelas à parede da escavação. No caso dos poços da Mina Cuiabá, essas finas camadas já existem naturalmente pela foliação do maciço (<1cm), o que torna suas camadas extremamente frágeis, rúpteis e propícias ao cisalhamento. Bewick e Kaiser (2009) apresentam também em seu trabalho uma análise com modelos numéricos em 2D de furos circulares em maciços anisotrópicos em que a localização da zona de dano nas paredes da escavação é altamente dependente da orientação da anisotropia e menos condicionada pela razão entre a orientação das tensões principais. Estes explicam que os planos de foliação (“planos de fraqueza”) quando alinhados na direção crítica da tensão tangencial podem cisalhar e resultar em rupturas na parede da escavação. As quebras existentes nos poços de ventilação constituem assim a flexão das camadas da foliação que se rompe por tensão induzida ao redor da escavação sendo facilitadas quando a parede do furo se paraleliza com a atitude da foliação ($\theta < 20^\circ$).

O outro método indireto de estimativa de tensões, *discing*, mostrou-se associado aos locais de acúmulo de tensão que no caso da Mina Cuiabá se justifica pela estrutura geológica regional onde a camada de BIF é dobrada. Esses são controlados espacialmente pelas dobras regionais da camada de BIF e estão alinhados ao mergulho dos dobramentos com mergulho para SE. Em vários locais, durante o desenvolvimento de galerias de exposição do minério foram identificados na mina, problemas de estabilidade geomecânica como sobreescavação (*overbreak*) e que resultaram em diversos ciclos de reinstalação de suporte mais efetivos e não usuais.

6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A metodologia proposta pela ISRM para determinação das tensões *in situ* de uma região mostrou-se efetiva nos estudos realizados para a Mina Cuiabá. O levantamento de diversos dados sobre a região da Mina Cuiabá conduziu de forma objetiva e abrangente para o conhecimento das tensões *in situ* e dos fatores existentes no local capazes de modificá-las. A aplicabilidade de métodos indiretos para estimar as tensões *in situ* na sua orientação e magnitude como *breakout* e *discing* também foram valiosos e menos onerosos que ensaios *in situ*. Embora não se tenha conseguido estimar a orientação e a magnitude das tensões com esses dados, estes podem trazer informações de longo prazo para a mina como, por exemplo, os *discings*. Os ensaios de sobrefuração indicam informações pontuais e podem ser complementados por outros indicativos de tensões. No entanto, como se mostrou a escolha do local do ensaio e em que litotipo a ser executado devem ser bem investigados uma vez que são sensíveis a qualquer anomalia como falhas, dobras, entre outros.

A utilização dos *breakouts* para orientar as tensões principais mostrou-se imprópria no caso da Mina Cuiabá uma vez que o mecanismo de ruptura é inteiramente controlado pelas propriedades mecânicas dos planos de foliação e orientação angular desses em relação ao eixo da parede do furo.

A maior importância evidenciada pelos *discings* para os propósitos práticos da Mina Cuiabá é a utilização destes para zoneamento geomecânico das regiões de acúmulo de tensão. Este

zoneamento fornecerá informações ao planejamento de mina indicando as regiões do corpo de minério em que o desenvolvimento das galerias deverá ter um controle maior no sequenciamento das escavações, nas detonações e no dimensionamento de suporte e reforço.

De maneira geral as tensões na Mina Cuiabá são reorientadas e acompanham a atitude da anisotropia dos litotipos (metavulcânicas/metapelitos), sendo também perturbadas pelas estruturas de dobramento no corpo de minério e no contato entre materiais de reologias distintas ($E_{BIF} > E_{ENCAIXANTES}$). Ressalta-se que a criação de um modelo de tensões *in situ* de uma região é uma condição temporária e continuamente deve ser revisto à medida que novos ensaios e dados sejam coletados e modelagens numéricas puderem ser realizadas.

7 – AGRADECIMENTOS

Agradecemos à empresa mineradora AngloGold Ashanti Corrego do Sítio pelo fornecimento dos dados analisados, ao Núcleo de Geotecnia da Universidade Federal de Ouro Preto pelo apoio ao trabalho e especialmente ao Dr. Fábio Soares Magalhães, pelas suas valiosas críticas e sugestões.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bewick, R.P.; Kaiser, P.K. (2009). *Influence of rock mass anisotropy on tunnel stability*. ROCKENG09: Proceedings of the 3rd CANUS Rock Mechanics Symposium. Toronto.
- Heidbach, O.; Tingay, M.; Barth, A.; Reinecker, J.; Kurfieb, D.; Muller, B. (2008). *The 2008 release of the World Stress Map*. Disponível em: <<http://www.world-stress-map.org>>. Acesso em: Out. 2012.
- Hudson, J.A.; Cooling, C.M. (1988). *In situ rock stress and their measurements in the U.K. – Part I. The current state of knowledge*. International Journal of Rock Mechanics Mining Sciences & Geomechanics Abstract, v. 25, n.6, pp. 363-370.
- Hutchinson, D.J.; Diederichs, M.S. (1996). *Cablebolting in underground mines*. Vancouver: BîTech. 406p.
- Lobato, L.M.; Ribeiro-Rodrigues, L.C.; Vieira, F.W.R. (2001). *Brazil's premier gold province. Part II: Geology and genesis of gold deposits in the Archean Rio das Velhas greenstone belt, Quadrilátero Ferrífero*. Mineralium Deposita, v. 36, pp. 249-277.
- Ribeiro-Rodrigues, L.C.; Oliveira, C.G.; Friedrich, G. (2007). *The Archean BIF-hosted Cuiabá Gold deposit, Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brazil*. Ore Geology Reviews, v.32, pp. 543-570.
- Stacey, T.R. (1982). *Contribution to the mechanism of core discing*. Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy, Johannesburg, v. 9, pp. 269-274.
- Stephansson, O.; Zang, A. (2012). *ISRM Suggested Methods for Rock Stress Estimation – Part 5: Establishing a model for the in situ stress at a given site*: Springer. Disponível em: <<http://link.springer.com/content/pdf/10.1007%2Fs00603-012-0270-x.pdf>>. Acesso em: 13 ago.
- Tropia, I.R. (2013). *Análise das tensões in situ em ambiente de lavra subterrânea, Mina Cuiabá, Sabará, Minas Gerais*. Dissertação (Mestrado em Mecânica das Rochas), Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto. 217p.
- Zoback, M.D.; Moos, D.; Mastin, L.; Anderson, R. (1985). *Wellbore breakouts and in situ stress*. Journal of Geophysical Research, v. 90, n. B7, pp. 5523-5530.

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SOLO DA CIDADE DE UBERLÂNDIA (MG) / BRASIL PARA UTILIZAÇÃO EM ATERROS SANITÁRIOS

Geotechnical characterization of soil in the city of Uberlandia (MG) / Brazil for use in sanitary landfills

Ana Carolina Gonzaga*

Filipe Augusto Silva de Almeida**

Giovanna Monique Alelvan***

Renata Cristina de Oliveira Guimarães****

Karla Maria Wingler Rebelo*****

RESUMO – Apresenta-se um estudo dos solos lateríticos da cidade de Uberlândia (Minas Gerais) para utilização como camada de apoio e camada de solo compactado (CCL) de aterros sanitários. A avaliação do potencial de utilização dos solos analisados foi baseada nos critérios geotécnicos de granulometria e de limites de consistência, por meio de ensaios de caracterização física e de investigações geotécnicas. Foram ensaiadas quatro amostras de solo, abrangendo as duas unidades geológicas características da região. Com base nos resultados das características físicas, verificou-se que as amostras AM01 e AM02 pertencentes às regiões Norte e Leste da cidade, apresentam textura argilo-siltosa com potencial de utilização como CCL e como material de apoio para implantação de aterros sanitários. As amostras AM03 e AM04, pertencentes à região Sudeste e Sul, foram caracterizadas como de textura areno-argilosa, não atendendo aos valores mínimos desejáveis para utilização como CCL e como material de apoio.

SYNOPSIS – This paper presents a study of lateritic soils in the city of Uberlândia (Minas Gerais) for use as support layer and compacted soil layer (CCL) in sanitary landfills. The evaluation of the potential use of the analysed soils was based on geotechnical criteria of grain size and Atterberg limits, through physical characterization tests and geotechnical investigations. Four soil samples were tested, comprehending the two geological units characteristic of the region. Based on the results of the physical characteristics, it was verified that the samples AM01 and AM02, from the North and East regions of the city, have a silty clay texture, with potential use as CCL and as support material for implantation of sanitary landfills. Besides, AM03 and AM04 samples, belonging to the Southeast and South regions, were characterized as a soil with clayey sand texture, not meeting the minimum values desirable for application as CCL and as a support material.

PALAVRAS CHAVE – Caracterização geotécnica, impermeabilização, aterros sanitários.

* Aluna de graduação, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia.
E-mail: anacarolina.g.p@hotmail.com

** Aluno de graduação, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia.
E-mail: filipe.almeida@yahoo.com.br

*** Aluna de graduação, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia.
E-mail: giovannaalelvan@hotmail.com

**** Aluna de graduação, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia.
E-mail: renata.o.g@hotmail.com

***** Professora Adjunta, Departamento de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo. E-mail: kmwingler@gmail.com

1 – INTRODUÇÃO

Uma característica inerente a toda atividade humana é a produção de resíduos, dos mais variados tipos e naturezas. O que se tem observado é que quanto maior o grau de desenvolvimento do país e de um município, maior a taxa de produção diária de resíduos sólidos *per capita*. Isto se deve às maiores atividades econômicas e aos hábitos de consumo decorrentes.

Nesse contexto, cita-se a cidade de Uberlândia, localizada no Triângulo Mineiro do Estado de Minas Gerais (Brasil) e conhecida como pólo atacadista brasileiro e como centro de distribuição de mercadorias. Com esse perfil, a cidade tem atraído novos empreendimentos e apresentado intensa expansão imobiliária. Esta situação contribuiu para o aumento da produção de resíduos e, conseqüentemente, da busca e consolidação de técnicas de disposição adequada. Segundo o Instituto de Tecnologia de Uberlândia (I&T), a produção atual de resíduos sólidos urbanos na cidade é de 350 toneladas / dia.

Apesar da conscientização ambiental, que tem conduzido a técnicas de reduzir, reutilizar e reciclar, a alternativa mais adotada para disposição e tratamento de resíduos sólidos ainda é na forma de aterros sanitários e de lagoas de efluentes. No entanto, esta forma de disposição possui elevado potencial de contaminação do solo e das águas superficiais e subterrâneas, o que tem conduzido a uma investigação criteriosa para implantação destas obras.

Neste sentido, a caracterização geotécnica permite avaliar o potencial de utilização de uma camada de solo como material de apoio de aterros, e como camada de solo compactado dos sistemas de impermeabilização de fundo e de cobertura. No quesito material de apoio, sabe-se que as características do solo como, por exemplo, granulometria, caracterização dos índices físicos, permeabilidade do solo e grau de expansibilidade ou colapsibilidade, poderão exercer influência no potencial de contaminação ou de retenção de contaminantes. Segundo Kataoka (2000), a avaliação do potencial de utilização do solo como material de apoio é baseada num conjunto de atributos geotécnicos. Ao final da análise destes atributos, a camada de solo investigada pode ser classificada desde moderada a restrita para implantação de aterros sanitários.

Com relação à utilização do solo como camada compactada em barreiras de impermeabilização de fundo e de cobertura, também denominadas de barreiras de captação e desvio de fluxo, também é necessário seguir as prescrições mínimas exigidas pelos órgãos ambientais. No Brasil, a Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental - CETESB (1993) prescreve as condições hidrogeológicas e climáticas para implantação de aterros e dos sistemas de impermeabilização e cobertura, assim como as características geotécnicas dos solos utilizados como camada de solo compactado.

Visando auxiliar nas ações de planejamento e de controle de obras de disposição de resíduos, este trabalho tem como objetivo descrever as propriedades do estrato superior do solo da região de Uberlândia, analisar o seu potencial de utilização como material de apoio de aterros sanitários, assim como material de impermeabilização de fundo e de cobertura para este tipo de obra.

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 – Local da área de estudo e coleta das amostras

A cidade de Uberlândia (MG) localiza-se num importante entroncamento rodoferroviário, pelo qual passam importantes rodovias e a Ferrovia Centro Atlântica – FCA, a qual interliga Brasília (DF) ao porto de Santos, facilitando a comunicação com os principais centros urbanos das regiões Sudeste e Centro-Oeste (Andrade, 2005). A Figura 1 ilustra a localização de Uberlândia no Estado de Minas Gerais.



Fig. 1 – Mapa do Estado de Minas Gerais, com destaque para o Município de Uberlândia.

A geologia local presente na área urbana é compreendida pelas formações Serra Geral e Marília. A Formação Serra Geral é caracterizada por rochas efusivas de natureza básica e pequenas lentes de arenito intercaladas aos derrames (Andrade, 2005). Segundo Nishiyama (1989), as litologias básicas da Formação Serra Geral se apresentam em áreas expostas no vale do Rio Uberabinha e, nos interflúvios, são recobertas por rochas sedimentares da Formação Marília e/ou por sedimentos inconsolidados coluviais. Tais condições geológicas propiciam o desenvolvimento de solos argilosos conhecidos como latossolo roxo e terra roxa estruturada.

A Formação Marília é caracterizada por arenitos com alta porcentagem de finos e materiais micáceos, arenitos conglomeráticos, conglomerados e conglomerados fortemente cimentados por material carbonático. Apesar da litologia desta formação abranger uma grande área do Triângulo Mineiro, as unidades litológicas desta formação geralmente se apresentam recobertas por sedimentos cenozóicos. Esta formação é representada por solos argilo-arenosos do tipo latossolo vermelho-amarelo e do tipo glei húmicos (Nishiyama, 1998).

Ainda segundo Nishiyama (1998), como resultado das condições geológicas e climáticas (clima tropical de altitude), os processos de intemperismo atuam até grandes profundidades, originando um perfil de solo bastante espesso e com suas características peculiares. Os solos apresentam comportamento laterítico, com elevado volume de vazios, baixa massa específica aparente e elevada permeabilidade, em consequência da estrutura macroporosa e microporosa.

De acordo com mapas e investigações geotécnicas realizadas na região, verifica-se que o solo da região é representado por dois perfis predominantes, característicos das formações geológicas citadas. As regiões Norte e Leste são constituídas basicamente por uma argila arenosa, resultante da Formação Serra Geral, homogênea, espessa, sem presença de matacões, com substrato rochoso situado a grandes profundidades, sem verificação do lençol freático. Por outro lado, o perfil típico do solo das regiões Sudeste e Sul é caracterizado por uma areia argilosa resultante da Formação Marília, de variação progressiva, também sem presença de matacões e com substrato rochoso situado a grandes profundidades, e com nível de água situado aos 15 metros de profundidade aproximadamente.

Os dados das sondagens SPT (*Standard Penetration Test*) foram fornecidos pelas empresas da região, o que auxiliou na melhoria da qualidade da definição das unidades analisadas, e na complementação das características do solo, tais como potencial de colapso.

Para obtenção das características dos solos da região foram realizadas coletas de amostras deformadas e indeformadas. A amostragem deformada dos solos foi realizada por meio da

sondagem a trado manual, cujo método de execução é normalizado no Brasil pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) Norma Brasileira (NBR) 9603:1986. Foram determinados dois pontos para amostragem na região Norte, Leste, Sudeste e Sul de Uberlândia, até a profundidade de três metros. A definição destes pontos foi baseada no mapa de materiais inconsolidados proposto por Andrade (2005), abrangendo-se, desta forma, as duas unidades de materiais inconsolidados predominantes na região de Uberlândia.

Já a amostragem indeformada foi feita também para profundidades de 1m, 2m e 3m, de forma que a cada metro retirou-se uma amostra, e somente foi realizada na região Leste. Seguindo as recomendações da NBR 9604:1986, coletou-se um cubo de aproximadamente 30cm × 30cm, o qual foi devidamente impermeabilizado com parafina e entretela, a fim de conservar as características de campo. A Figura 2 ilustra a coleta de amostras indeformadas na região Leste, com ponto de amostragem localizado no campus da Universidade Federal de Uberlândia.



Fig. 2 – Coleta de amostras indeformadas.

2.2 – Ensaios realizados

Com as amostras deformadas foram realizados os ensaios para determinação das propriedades físicas do solo conforme as normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas: teor de umidade (NBR 6457:1986), massa específica dos sólidos (NBR 6508:1984), ensaio de granulometria conjunta (NBR 7181:1984), limite de liquidez (NBR 6459:1984), limite de plasticidade (NBR 7180:1984). Também foram realizados os ensaios para classificação dos solos segundo a Metodologia MCT (Mini-Compactado-Tropical).

As amostras indeformadas foram utilizadas para realização dos ensaios edométricos e avaliação do potencial colapsível do solo. O procedimento do ensaio edométrico convencional consiste em aplicar uma carga num corpo de prova e medir as deformações (recalques) provenientes desta carga durante um período de 24 horas. Após este período, dobra-se a carga e novamente se medem as deformações do corpo de prova. O resultado do ensaio é expresso num gráfico semilogarítmico onde nas abscissas, em escala logarítmica, têm-se as tensões aplicadas, e nas ordenadas as variações volumétricas, representadas pelos índices de vazios finais em cada estágio do carregamento. Na utilização do ensaio edométrico para quantificação do colapso, verificam-se as deformações axiais provocadas pela inundação dos corpos de prova sob um

determinado estado de tensão, podendo ainda ser realizado sob duas formas: ensaio edométrico simples (com inundação após a tensão de interesse) e ensaio edométrico duplo (amostras na condição natural e amostra saturada).

No caso de ensaios edométricos simples, que foi o procedimento adotado, o corpo de prova com umidade natural é carregado até a tensão de interesse e posteriormente inundado. Com a inundação da amostra, a curva de compressão confinada (curva tensão *versus* índice de vazios) pode apresentar uma descontinuidade devido ao colapso. Neste caso, é usual utilizar a proposta de Vargas (1978), onde o solo é considerado colapsível quando apresenta coeficiente de colapso (*i*) maior que 2%. O coeficiente de colapso é calculado de acordo com a Equação 1.

$$i = \frac{\Delta e}{1 + e_o} \cdot 100 \quad (1)$$

Δe - variação do índice de vazios devido à inundação;
 e_o - índice de vazios inicial.

Para a classificação MCT (mini-compactado-tropical) foram realizados os ensaios de compactação Mini Proctor, compactação Mini MCV e perda de massa sob imersão. Os ensaios foram realizados segundo as normas do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER – ME (atual DNIT) 256:1994 e DNER – ME 238:1994. Para a realização do ensaio de compactação Mini Proctor, as amostras de solos previamente secas foram passadas na peneira de malha número 10 (2,0 mm) e destorroadas. Obteve-se 2,5 kg de cada amostra, que foi repartida em 5 sacolas plásticas de 500 g cada, com teores de umidade crescente. Em seguida, realizou-se a compactação do solo, para cada teor de umidade, no cilindro compactador até atingir a altura de 50 mm (± 1 mm). Após a compactação, calculou-se a massa do material e retiraram-se duas amostras do solo para determinação do teor de umidade da respectiva amostra.

Com estes dados foram obtidas as curvas da massa específica seca \times umidade de todas as amostras de solo e determinada a umidade ótima das amostras de solo, que está relacionada ao ponto de máxima massa específica seca. A Figura 3 ilustra o ensaio de compactação Mini Proctor segundo a metodologia MCT.



Fig. 3 – Ensaio de compactação Mini Proctor.

A preparação do ensaio de compactação Mini MCV foi semelhante ao ensaio de Mini Proctor. Também foram compactados cinco corpos de prova com teores de umidade crescentes. De cada porção de solo foram retirados aproximadamente 200g de solo para iniciar o processo de compactação. Durante o processo de compactação foram aplicados sucessivos golpes com intervalo crescente (2, 3, 4, 6, 8, 12, 16, 24, 32, 48, 64, 96, 128, 192, 256 golpes) e medidas as alturas dos corpos de prova correspondentes aos golpes. O processo é paralisado quando a diferença de altura do corpo de prova entre os golpes é menor do que 0,2 mm ($A_n - A_{4n}$) < 0,2 mm, quando ocorre exsudação ou quando atinge o total de 256 golpes, sendo que A_n corresponde à altura do corpo de prova após n golpes, e A_{4n} corresponde à altura do corpo de prova após quatro vezes n golpes.

O ensaio de perda de massa por imersão é realizado com os corpos de prova resultantes do ensaio Mini MCV. O corpo de prova foi extrudado em 1 cm para fora do molde de compactação e colocado na posição horizontal dentro de um tanque de imersão, com um recipiente debaixo para coletar o material desprendido. Depois de imerso durante 24 horas, retirou-se o material desprendido para secagem em estufa e determinação da massa seca de cada material. O procedimento foi repetido para os demais teores de umidade.

A partir dos ensaios de compactação Mini MCV e de perda de massa por imersão obtém-se os parâmetros c' e e' do ábaco de classificação MCT proposto por Nogami e Vilibor (1981).

Para caracterização química do solo foram realizados ensaios de adsorção de azul de metileno, seguindo o procedimento de Pejon (1992). Para isto foram utilizados 4,0 g de solo passado na peneira de abertura de 2,0 mm e solução de azul de metileno com concentração de 1,5 g/litro.

A execução do ensaio consistiu em titular gradualmente a solução de azul de metileno numa amostra de solo em suspensão (4g de solo em 10 ml de água destilada) e em constante agitação. Após três minutos de agitação, retira-se, com o auxílio de uma haste de vidro, uma gota da suspensão, que é colocada sobre o papel filtro, verificando-se se ocorre o ponto da viragem. O excesso de azul de metileno é caracterizado pelo aparecimento de uma auréola azul clara em torno do núcleo da gota.

Para as amostras AM-01 e AM-02 iniciou-se a titulação de 5 em 5ml, diminuindo-se para 1ml ao final do ensaio. No caso das amostras AM-03e AM-04 a titulação foi iniciada de 1 em 1ml. A Figura 4 ilustra o ensaio.

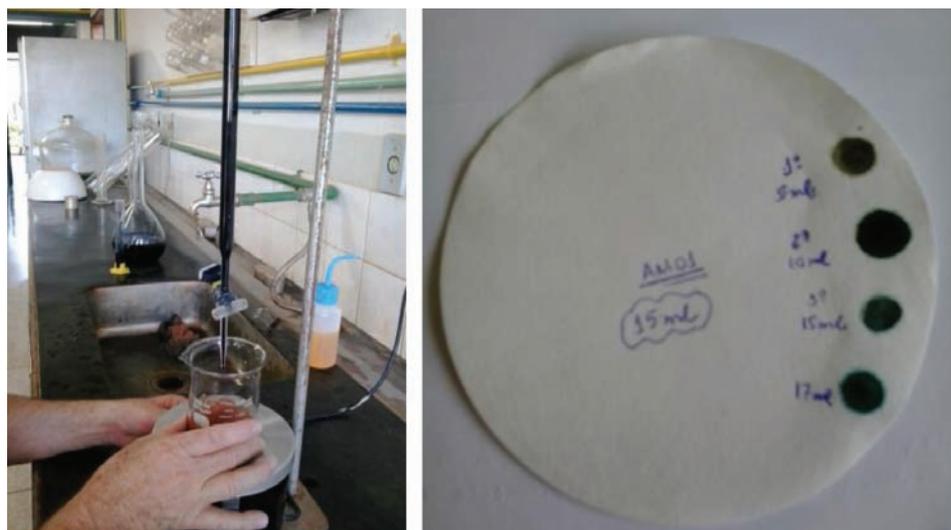


Fig. 4 – Ensaio de adsorção de azul de metileno.

3 – APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

3.1 – Ensaios de caracterização física

O Quadro 1 apresenta uma síntese das principais propriedades geotécnicas das amostras analisadas assim como a classificação do solo baseada no Sistema Unificado de Classificação de Solos, enquanto a Figura 5 apresenta as curvas granulométricas das amostras.

Quadro 1 – Resultados dos ensaios de caracterização.

Propriedades	AM01	AM02	AM03	AM04
Massa específica dos sólidos, ρ_s (g/cm ³)	3,213	3,413	2,667	2,902
Teor de umidade de campo, w_{campo} (%)	29,4	39,4	8,1	9,7
Limite de Liquidez, LL (%)	42	54	23	22
Índice de Plasticidade, IP (%)	15	13	10	6
Classificação do solo				
Unificada	ML	ML	SC	SC/SM
Textural	Argila silto-arenosa	Argila silto-arenosa	Areia argilosa com silte	Areia argilosa com silte

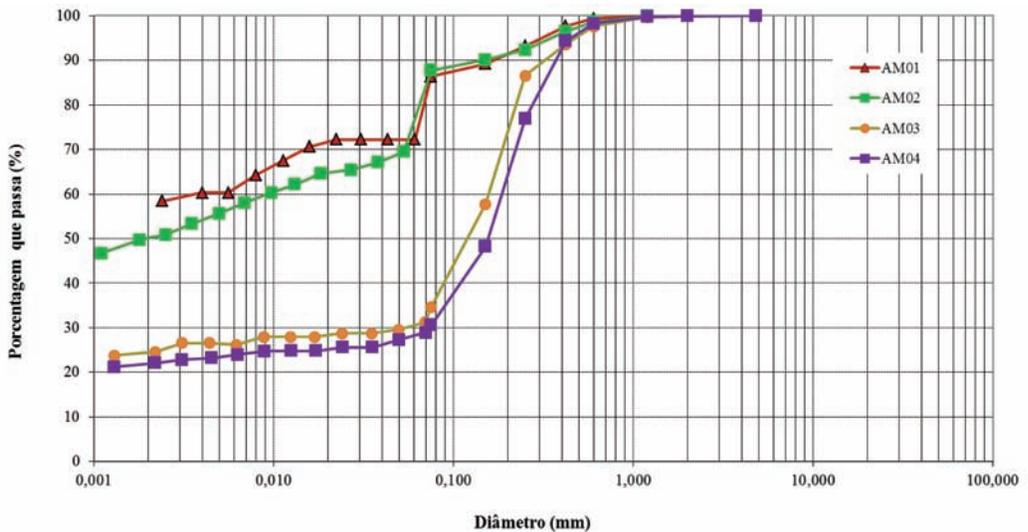


Fig. 5 – Curvas granulométricas das amostras analisadas.

Os resultados mostram a predominância de solos finos para as amostras da região Norte e Leste (AM01 e AM02), classificada texturalmente como argila siltosa com areia, e como silte de baixa plasticidade (ML), segundo a Classificação Unificada. Para as amostras da região Sudeste e Sul (AM03 e AM04), verificou-se a predominância de solos mais grossos, classificados como areia argilosa (SC) e areia argilosa com silte, relativos à classificação unificada e textural, respectivamente.

Para utilização dos critérios de previsão de colapso, as amostras da região Leste também foram caracterizadas quanto a sua estrutura, sendo realizados ensaios para determinação da umidade e massa específica natural nas amostras de solo indeformadas. A partir destes ensaios e por meio de correlações de índices físicos, determinaram-se os demais parâmetros como massa específica seca, índices de vazios, porosidade e grau de saturação. Tais parâmetros refletem a estrutura do solo *in situ*.

No Quadro 2 estão indicadas as condições *in situ* do solo, que foram determinadas para cada profundidade estudada. Os pontos P1, P2 e P3 se referem às profundidades de 1m, 2m e 3m, respectivamente.

Quadro 2 – Condições naturais do solo: região Leste.

	P1	P2	P3
w média (%)	25,43	31,97	41,14
ρ_d (g/cm ³)	0,960	1,187	1,124
ρ_s (g/cm ³)	3,814	3,814	3,814
e	2,97	2,213	1,68
n (%)	75	69	63
S (%)	33	44	46
ρ natural (g/cm ³)	1,204	1,489	1,410

3.2 – Classificação MCT

A partir dos ensaios de Mini-Compactação, Mini-MCV e de Perda de Massa sob Imersão foram obtidos os dois índices (c' e e') do ábaco de classificação MCT e o comportamento dos solos pôde ser previsto. O Quadro 3 apresenta a classificação final e comparação com as demais classificações utilizadas neste trabalho.

Quadro 3 – Resultados dos ensaios da metodologia MCT e classificação das amostras.

Amostra	Parâmetros - MCT			Classificação Unificada	Classificação Textural
	c'	e'	Classificação		
AM01	1,90	0,70	LG' Laterítico argiloso	ML	Argila siltosa com areia
AM02	2,45	0,67	LG' Laterítico argiloso	ML	Argila siltosa com areia
AM03	1,22	0,76	LA' Laterítico arenoso	SC	Argila siltosa com areia
AM04	1,24	0,83	LA' Laterítico arenoso	SC	Argila siltosa com areia

Segundo os ensaios realizados, os solos coletados nas regiões Sudeste (AM03) e Sul (AM04) foram classificados como solos lateríticos arenosos (LA'); enquanto os solos da região Norte (AM01) e Leste (AM02) resultaram em solos lateríticos argilosos (LG'). Os resultados da classificação MCT corroboram a classificação unificada correspondente.

A metodologia e classificação MCT proposta por Nogami e Vilibor (1981) foi conduzida com base nas limitações das classificações usuais e nas peculiaridades dos solos tropicais, em especial, quando empregados como bases de pavimentos, isto é, em condições compactadas. Sendo assim, os solos dentro do mesmo grupo apresentam comportamento mecânico e hidráulico com características semelhantes.

De acordo com a norma DNER – CLA 259/96, referente à classificação de solos tropicais para fins rodoviários utilizando a metodologia MCT, os solos do grupo LG' (AM01 e AM02) apresentam elevada capacidade de suporte, pouco susceptível à erosão, baixo potencial de expansão, elevado potencial de contração e baixos valores de permeabilidade.

Os solos do grupo LA' (AM03 e AM04) apresentam maior capacidade de carga do que os solos do grupo LG'. No entanto, apresentam baixo potencial de contração devido à fração arenosa presente.

Apesar destas propriedades corresponderem a uma condição muito particular dos solos, ou seja, as condições de compactação ótimas em pequenos cilindros, esta condição se aproxima daquela obtida pelo uso da energia normal no ensaio de compactação conforme a NBR 7182:1986 da ABNT.

3.3 – Avaliação do potencial colapsível

Os resultados da caracterização física já indicam solos com elevado índice de vazios, elevada porosidade ($n > 40\%$) e solos não saturados ($S < 60\%$), indicando comportamento típico de solos lateríticos e com elevado potencial para o colapso para todas as profundidades analisadas no solo da Região Leste (AM02).

As Figuras 6 a 8 apresentam as curvas de variação do índice de vazios (e) em relação ao logaritmo das tensões efetivas (σ') para as profundidades de 1,0m, 2,0m e 3,0m, respectivamente.

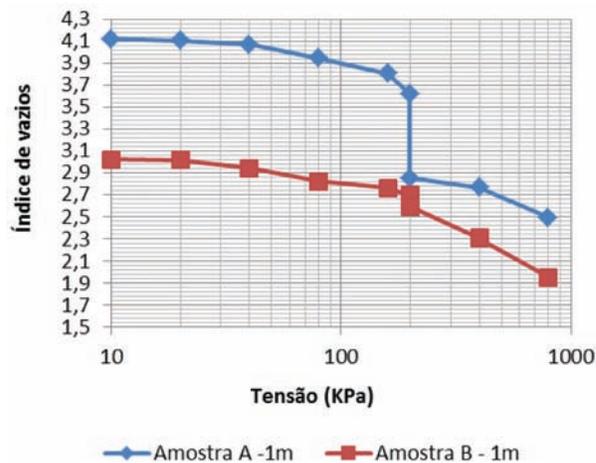


Fig. 6 – Curva de adensamento: profundidade de 1 metro.

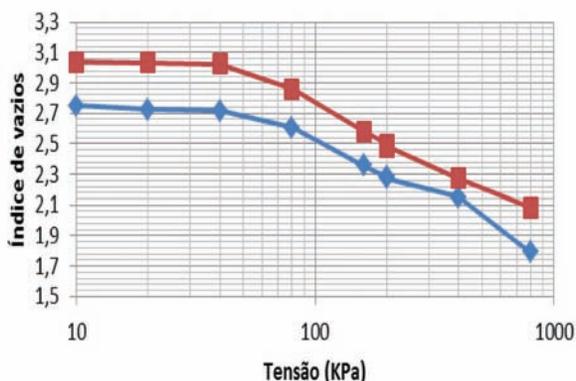


Fig. 7 – Curva de adensamento: profundidade de 2 metros.

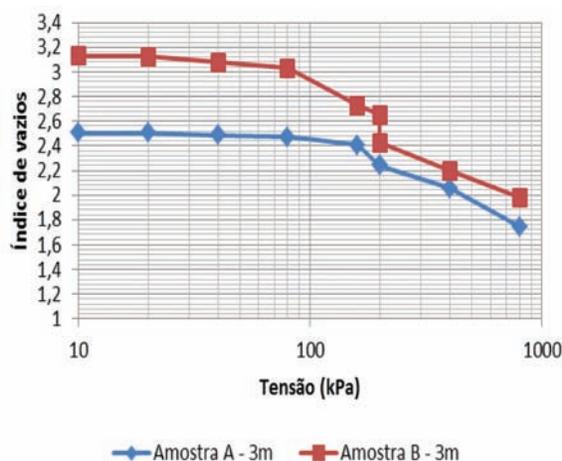


Fig. 8 – Curva de adensamento: profundidade de 3 metros.

Verificou-se que para a profundidade de 1 metro, o coeficiente de colapso médio (i) foi de 9,7%, maior do que o valor proposto por Vargas (1978) para o solo ser considerado colapsível. Com relação às amostras referentes a 2 metros de profundidade, verificou-se que o colapso ocorreu pela carga e não pela inundação. Foram verificadas deformações finais para esta amostra na ordem de 25%, mesma magnitude observada no colapso devido à inundação na profundidade de 1 metro. Para a amostra de 3 metros de profundidade, verificou-se colapso pelas duas formas, por inundação e por carregamento.

Desta forma, os ensaios edométricos mostraram que o solo da região também é colapsível para todas as profundidades analisadas. Além disto, verificou-se que o colapso ocorre pela carga e/ou pela inundação da amostra.

O potencial de colapso obtido pelos ensaios edométricos corrobora com as condições *in situ*. Pelas condições de porosidade, grau de saturação e massa específica apresentadas, era de se esperar o colapso da amostra analisada.

Apesar de não terem sido realizados ensaios de adensamento da região Norte, salienta-se que as amostras desta região pertencem à mesma formação geológica-geotécnica. Portanto, espera-se o mesmo comportamento colapsível para esta região. Tal atributo corrobora com as trincas que vêm

sendo observadas nos edifícios e casas da região, em função do umedecimento do solo, em grande parte devido à ruptura de tubulações de água.

Nas regiões Sudeste e Sul não foram realizados ensaios edométricos devido à dificuldade de amostragem nesta região. No entanto, os resultados das sondagens consultadas mostram baixos valores de SPT ($N_{SPT} < 5$ golpes) para as profundidades estudadas, indicando um potencial colapsível do solo.

4 – POTENCIAL DE UTILIZAÇÃO DO SOLO COMO CAMADA DE SOLO COMPACTADO EM BARREIRAS IMPERMEÁVEIS

Os requisitos para utilização de solos compactados em barreiras de impermeabilização de base de aterros sanitários são baixa permeabilidade, compatibilidade química em longo prazo com os poluentes, alta capacidade de retenção de poluentes, alta capacidade de suporte e baixa compressibilidade, dentre outros.

No entanto, a seleção de materiais utilizados em camadas de solos compactados (CCL) geralmente se baseia na porcentagem de argila ou de finos, no limite de liquidez e índice de plasticidade, e na condutividade hidráulica. Os requisitos de distribuição granulométrica e de limite de consistência servem de base para garantir um coeficiente de permeabilidade menor ou igual a 10^{-9} m/s. O Quadro 4 apresenta os requisitos para solos na impermeabilização de aterros de resíduos, incluindo os requisitos exigidos pela CETESB (1993).

Com base nos requisitos mínimos de granulometria e de limite de consistência, realizou-se uma avaliação física dos solos analisados para utilização como barreira de impermeabilização de aterros de resíduos. A síntese desta análise é apresentada no Quadro 5.

Quadro 4 – Requisitos mínimos para o solo de impermeabilização em aterros de resíduos.

Fonte	LL (%)	IP (%)	Finos $\phi < 0,075\text{mm}$ (%)	Fração argila $\phi < 0,002\text{mm}$ (%)	Fração areia $0,075 < \phi < 4,8\text{mm}$ (%)	Fração pedregulho $\phi > 4,8\text{mm}$ (%)
Omafra (2003)	$30 \leq LL \leq 60$	$11 \leq LL \leq 30$	≥ 50	≥ 20	≤ 45	≤ 50
EPA (1989)	–	≥ 10	≥ 20	–	–	≤ 10
CETESB (1993)	≥ 30	≥ 15	≥ 30	–	–	–

Fonte: modificado de Boscov (2008).

Quadro 5 – Potencial de utilização do solo da região para utilização como CCL.

Amostra	AM 01	AM02	AM03	AM04
Região	Norte	Leste	Sudeste	Sul
Fonte				
Omafra (2003)	Atende	Atende	Não atende	Não atende
EPA (1989)	Atende	Atende	Não atende	Não atende
CETESB (1993)	Atende	Atende	Não atende	Não atende

Os resultados mostraram que as amostras da região Norte e Leste, que são constituídas de materiais classificados como argilas silto-arenosas ou silte de baixa plasticidade (ML) pertencentes às unidades litológicas da Formação Serra Geral (material retrabalhado argiloso), atendem às especificações usualmente utilizadas, com elevado potencial para utilização em aterros sanitários.

Observa-se que estas amostras apresentam em geral uma elevada porcentagem de finos, em torno de 70% a 80%, com baixa plasticidade. Esta elevada porcentagem de finos confere a característica de baixa permeabilidade do solo, característica indispensável para a sua utilização como barreira impermeável de aterros sanitários.

Analisando-se as amostras da região Sudeste e Sul, constituídas por unidades litológicas da Formação Marília, verifica-se que todas não apresentam potencial para utilização em impermeabilização. Segundo a especificação proposta por Omafra (2003) *apud* Boscov (2008), este solo apresenta valores elevados de porcentagem de areia e valores de limites de consistência abaixo dos valores mínimos desejáveis, ou seja, são solos de granulometria grossa e pouco plásticos. Em relação às especificações do EPA (1989) *apud* Boscov (2008) e da CETESB (1993), os valores dos limites de consistência estão abaixo dos valores mínimos desejáveis, embora as amostras apresentem porcentagem de finos superior a 20%.

5 – POTENCIAL DE UTILIZAÇÃO DO SOLO COMO MATERIAL DE APOIO DE ATERROS SANITÁRIOS

5.1 – Critérios nacionais baseados em atributos físicos

Historicamente, a seleção de áreas para disposição de resíduos sólidos urbanos era baseada principalmente na proximidade da área geradora dos resíduos e na disponibilidade de cavas (de mineração), sem ênfase em critérios geológicos – geotécnicos.

No entanto, a seleção de áreas é um processo muito mais complexo. Uma das principais dificuldades enfrentadas na implantação de um aterro sanitário consiste justamente na escolha de uma área que reúna boas condições técnicas, econômicas e ambientais, a qual é feita a partir de uma criteriosa pesquisa de áreas favoráveis. O estudo destas alternativas locais é considerado um importante instrumento de planejamento ambiental, pois muitos impactos podem ser evitados ou minimizados com a escolha de local adequado para implantação do empreendimento.

Diversas propostas metodológicas têm estabelecido critérios e procedimentos buscando sistematizar e objetivar o processo de seleção de áreas para aterros de resíduos. Segundo Zuquette (1987), uma metodologia é um conjunto de conceitos, postulados técnicos, métodos, classificações, recursos tecnológicos de investigações e computacionais utilizados para desenvolver um estudo e que deve estar relacionado às condições sócio-econômicas vigentes, às características dos técnicos da região ou país e à densidade de informações existentes.

Em nível nacional, a norma técnica NBR 13 896:1997 estabelece os critérios regionais para seleção de áreas para implantação de aterros sanitários. Esta norma foi adotada pelo CETESB no processo de licenciamento de aterros sanitários.

Em geral, as principais características que um local deve ter são: minimização do impacto ambiental; maximização da aceitação pela população; área de acordo com o zoneamento da região e longa vida útil. Com relação aos critérios técnicos são analisados os atributos de topografia, dimensões, solo, distância de corpos d'água, profundidade do lençol freático, distância de residências, direção dos ventos predominantes e localização. O Quadro 6 apresenta os atributos da NBR 13.896 para seleção de áreas de implantação de aterros.

Dentre as metodologias nacionais, ressalta-se, para o presente trabalho, a metodologia de Zuquette (1993), que propôs fundamentos e um guia para elaboração de cartas geotécnicas voltadas

Quadro 6 – Atributos da NBR 13 896:1997 para seleção de áreas para disposição de aterros sanitários.

Atributos	Considerações Técnicas
Topografia	Declividade entre 1% e 30%
Geologia e tipos de solos existentes	É desejável a existência de um depósito natural extenso e homogêneo de materiais com coeficiente de permeabilidade inferior a 10^{-6} cm/s Material argiloso sem pedras, matacões Nível do lençol freático superior a 3 metros
Recursos hídricos	Distância mínima de 200 metros a qualquer curso d'água
Distâncias mínimas de núcleos populacionais	Recomenda-se que seja superior a 500 metros
Áreas sujeitas às inundações	O aterro não deve se localizar em áreas sujeitas à inundação, em períodos de recorrência de 100 anos

Fonte: modificado de ABNT NBR 13 896:1997.

a locais deficientes em estudos e mapeamentos em escalas apropriadas (1:100 000 a 1:25 000) para o planejamento urbano e regional. O método desenvolvido pelo autor é baseado em critérios, atributos e parâmetros técnicos para seleção de áreas para implantação de aterro sanitário.

O objetivo do método é possibilitar a classificação das áreas (em favorável, moderada, severa e restrita) em função das características exclusivas do meio físico destas, sob o ponto de vista geotécnico, e para a finalidade em questão (disposição de resíduos). Segundo os parâmetros dos atributos analisados as áreas podem ser enquadradas em quatro categorias, quanto à potencialidade para recebimento de resíduos (Zuquette *et al.*, 1994):

- Favorável: os atributos do meio físico da área apresentam níveis adequados para disposição final;
- Moderada: alguns atributos do meio físico da área apresentam níveis não adequados para disposição final. É possível corrigi-los com baixos custos e mecanismos tecnológicos comuns;
- Severa: mais que 50 % dos atributos do meio físico não apresentam níveis adequados para disposição de resíduos. Há a necessidade de mecanismos tecnológicos especiais para correção;
- Restrita: os atributos do meio físico da área não apresentam níveis adequados para disposição de resíduos. São necessários mecanismos tecnológicos muito especiais e altos custos para correção das limitações. A ocupação pode produzir impactos ambientais intensos.

Observa-se que o método desenvolvido por Zuquette (1993) apresenta de forma detalhada os critérios, atributos e parâmetros considerados na análise, o que talvez facilite sua aplicação e reprodutibilidade. Como exemplos de aplicação do método, citam-se os trabalhos de Brescansin (1997), no município de Corumbataí, Basílio (2001), em Campinas, e Kataoka (2000).

Dentre os objetivos do presente trabalho está a avaliação do potencial de utilização dos solos estudados como apoio para implantação de aterros. Sendo assim, foram utilizados os critérios geotécnicos propostos por Zuquette (1993), apresentados no Quadro 7.

Quadro 7 – Atributos e classes para a seleção de áreas para disposição de resíduos em aterros sanitários, segundo Zuquette (1993).

Componentes	Atributos	Aterro Sanitário			
		Favorável	Moderada	Severa	Restrita
Substrato Rochoso	Profundidade	> 15	5 -10	< 5	< 3
Material Inconsolidado	Textura	Média	Média	Arenosa	Muito arenosa
	Variação do perfil	Progressiva	Progressiva	Homogêneo	Homogêneo
	Mineralogia	Minerais tipo 2:1	Minerais tipo 1:1	Razoável % de minerais inertes	Minerais inertes (alta %)
	Presença de matações	Raros e pequenos	Pequenos e poucos	Muitos	Muitos e grandes
	pH	> 4	>4	> 5	< 4
	CTC (meq/100g)	> 15	5-15	< 5	< 2
	Colapsibilidade /expansibilidade	Não ocorre	Camada superficial (1m)	Camada superficial (2m)	Camada espessa (4m)
Potencial de erodibilidade	Baixa	Baixa	Alta	Muito alta	
Águas	Profundidade do NA	> 10 m	> 5 m	< 4 m	< 2 m
	Infiltração (k cm/s)	10 ⁻⁴	10 ⁻³ - 10 ⁻⁴	> 10 ⁻³	Muito alta

5.2 – Análise do solo da região baseada na norma brasileira NBR 13 896:1997

O potencial de utilização do estrato superior do solo da região conforme a norma brasileira NBR 13 896:1997 é apresentado no Quadro 8.

Embora vários atributos sejam atendidos em todas as amostras, a textura consistiu no atributo diferencial. Pelo quadro, verificou-se que as amostras AM01 e AM02 (região Norte e Leste) são constituídas por materiais argilosos, com potencial favorável para implantação de aterros. Por outro lado, os solos da região Sudeste e Sul não apresentam potencial favorável para implantação de aterros devido à predominância de solos arenosos.

Quadro 8 – Potencial do perfil analisado por região.

Atributos	Considerações Técnicas	AM01 (Região Norte)	AM02 (Região Leste)	AM03 (Região Sudeste)	AM04 (Região Sul)
Textura	Material argiloso, com permeabilidade inferior a 10 ⁻⁶ cm/s	Atende	Atende	Não atende	Não atende
Variação do perfil	Homogêneo	Atende	Atende	Atende	Atende
Presença de matações	Sem matações	Atende	Atende	Atende	Atende
Profundidade do nível d'água	> 3m	Atende	Atende	Atende	Atende

5.3 – Metodologia de Zuquette (1993)

A partir dos resultados dos ensaios de laboratório e das investigações geotécnicas pôde-se realizar a pontuação dos substratos analisados e obter o potencial da área como base de aterro. Com relação às propriedades de infiltração (permeabilidade) e potencial de erosão, estas foram baseadas nos resultados da Metodologia MCT. A pontuação e classificação final são apresentadas nos Quadros 9 e 10.

Quadro 9 – Classificação do perfil analisado por regiões: norte (AM01) e leste (AM02).

Componentes	Atributos	Aterro Sanitário	
		Pontuação	Classificação
Substrato Rochoso	Profundidade	> 15 m	Favorável
Material Inconsolidado	Textura	Média	Favorável
	Variação do perfil	Homogêneo	Severa
	Mineralogia	1:1	Moderada
	Presença de matacões	Raros e pequenos	Favorável
	CTC (meq/100g)	5-15	Moderada
	Colapsibilidade /expansibilidade	Camada superficial / espessa	Severa/ Restrita
	Potencial de erodibilidade	Baixa	Favorável
Águas	Profundidade do NA	> 10 m	Favorável
	Infiltração (k cm/s)	Baixa a média	Favorável

Analisando-se o Quadro 9, verificou-se que os solos da região Norte e Leste apresentam muitos atributos considerados como favoráveis. Dentre eles, citam-se profundidade do substrato rochoso, textura, presença de matacões, capacidade de troca catiônica (CTC), potencial de erodibilidade, profundidade do nível d'água e infiltração. A classificação crítica foi verificada no atributo de colapsibilidade, sendo obtidas as classificações de severa a crítica. No entanto, no geral, o estrato superior do solo da região Norte e Leste pode ser considerado favorável como material de apoio de aterros sanitários, com atenção especial para o potencial colapsível deste solo.

Por outro lado, os solos da região Sudeste e Sul (Quadro 9) podem ser considerados como classificação severa para a implantação de aterros. Os únicos atributos considerados como favoráveis são relativos à profundidade, presença de matacões e profundidade do NA.

Comparando as metodologias aqui analisadas, verifica-se que os critérios estabelecidos pela norma brasileira são menos restritivos do que a metodologia proposta por Zuquette (1993), principalmente em relação à profundidade do lençol freático e as características geotécnicas, isto é, em relação aos atributos do meio físico. No entanto, ambas as metodologias / critérios corroboram no resultado final para seleção de áreas de implantação de aterros de resíduos.

Quadro 10 – Classificação do perfil analisado por regiões: sudeste (AM03) e sul (AM04).

Componentes	Atributos	Aterro Sanitário	
		Pontuação	Classificação
Substrato Rochoso	Profundidade	> 15 m	Favorável
Material Inconsolidado	Textura	Arenosa	Severa
	Varição do perfil	Homogêneo	Severa
	Mineralogia	Razoável % de minerais inertes	Severa
	Presença de matacões	Raros e pequenos	Favorável
	CTC (meq/100g)	< 5	Severa
	Colapsibilidade /expansibilidade	–	–
Águas	Potencial de erodibilidade	Alta	Severa
	Profundidade do NA	> 10 m	Favorável
	Infiltração (k cm/s)	Elevada	Severa

6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente trabalho foram avaliadas as características físicas do estrato superior do solo da região de Uberlândia para utilização como barreiras impermeabilizantes e como material de apoio de aterros de disposição de resíduos.

Com base nos resultados dos ensaios, verificou-se que as amostras AM01 e AM02, situadas na região Norte e Leste respectivamente, apresentam predominância de solos finos, sendo, em geral, classificadas como argilas silto-arenosas, ou ainda como argilas lateríticas (LG'). As amostras AM03 e AM04, respectivas às regiões Sudeste Sul, apresentam predominância de solos grossos, sendo classificadas em areias argilosas ou solo arenoso laterítico (LA').

Desta forma, verificou-se que, em geral, as amostras relativas aos perfis de solo da Região Norte e Leste de Uberlândia atendem às especificações exigidas para projetos de aterros de disposição de resíduos no que diz respeito às características físicas do solo. Sendo assim, estas amostras apresentam um elevado potencial para utilização em barreiras impermeabilizantes de aterros sanitários e também como material de apoio. Por outro lado, as amostras relativas aos perfis de solos da Região Sudeste e Sul de Uberlândia (AM03 e AM04) não apresentam potencial para utilização em impermeabilização devido a grande quantidade de material arenoso e material pouco plástico. Maiores cuidados devem ser tomados nesta região para a implantação de aterros uma vez que os solos não são adequados como material de apoio.

Apesar da metodologia adotada não ser conclusiva sobre a avaliação da permeabilidade destes solos quando compactados, esta avaliação permitiu uma análise preliminar do seu potencial de utilização como barreiras impermeáveis de aterro sanitário. A partir deste estudo, novos trabalhos podem ser conduzidos para melhoria das propriedades geotécnicas do solo (no caso dos solos arenosos da Região Sudeste e Sul) e da otimização das melhores condições de compactação (no caso dos solos argilosos da Região Norte e Leste).

Ressalta-se também que embora este estudo seja voltado para a implantação de aterros, os resultados também podem servir como avaliação preliminar para outras obras de engenharia que envolvam contaminação ambiental, tais como lagoas de efluentes e implantação de postos de gasolina.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Andrade, R.F. (2005). *Mapeamento geotécnico preliminar em escala de semi-detalhe (1:25.000) da área de expansão urbana de Uberlândia – MG*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2005. 114 p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 6457 (1986). *Amostra de solo- Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 6459 (1984). *Solo – Determinação do limite de liquidez*.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 6457 (1984). *Solo – Determinação do teor de umidade*.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 6508 (1984). *Solo – Determinação da massa específica dos sólidos*.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 7180 (1984). *Solo – Determinação do limite de plasticidade*.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 7181 (1984). *Solo – Análise granulométrica*.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 7182 (1986). *Solo – Ensaio de Compactação*.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 9603:1986. *Sondagem a trado*.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 9604:1986. *Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas*.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 13 896:1997. *Aterros de resíduos não perigosos - Critérios para projeto, implantação e operação*.
- Basílio, J.A. (2001). *Procedimentos para seleção de áreas para aterros sanitários a partir de cartas geotécnicas: aplicação na folha de Campinas*. Dissertação (Mestrado em Geociências), Instituto de Geociências e Exatas, Universidade Estadual Paulista. Rio Claro, 133p.
- Boscov, M.E.G. (2008). *Geotecnia Ambiental*. Editora Oficina de Textos, São Paulo, 248 p.
- Brescansin, R.B. (1997). *Implantação de aterro sanitário e coleta seletiva de lixo no município de Corumbataí (SP)*. Dissertação (Mestrado em Geociências e Meio Ambiente), IGCE, UNESP, Rio Claro.
- CETESB – Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (1993). *Resíduos sólidos industriais*. 2ª ed, São Paulo, SP.
- Departamento Nacional de Estrada e Rodagem – DNER – CLA 259 (1996). *Classificação dos solos tropicais segundo a metodologia MCT*.

- Departamento Nacional de Estrada e Rodagem – DNER – ME 256 (1994). *Solos compactados com equipamento miniatura – Perda de massa por imersão.*
- Departamento Nacional de Estrada e Rodagem – DNER – ME 258 (1994). *Solos compactados com equipamento miniatura – Mini MCV.*
- Kataoka, S.M. (2000). *Avaliação de áreas para disposição de resíduos: proposta de planilha para gerenciamento ambiental aplicado a aterro sanitário industrial.* Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.
- Nishiyama, L. (1989). *Geologia do município de Uberlândia e áreas adjacentes.* Sociedade & Natureza, Uberlândia, v. 01, n. 01. pp. 9-15, 1989.
- Nishiyama, L. (1998). *Procedimentos de mapeamento geotécnico como base para análises e avaliações ambientais do meio físico, em escala 1:100 000, aplicados ao município de Uberlândia-MG.* São Carlos-SP. Tese de Doutorado, USP de São Carlos.
- Nogami, J.; Vilibor, D.F. (1981). *Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias.* Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- Pejon, O.J. (1992). *Mapeamento geotécnico regional da folha de Piracicaba-SP (escala 1:100 000): Estudo de aspectos metodológicos, de caracterização e de apresentação de atributos.* Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo. 2 v., 224 p.
- Vargas, M. (1978). *Introdução à Mecânica dos Solos.* São Paulo/SP. Makron Books do Brasil Editora Ltda./São Paulo. 509p.
- Zuquette, L.V. (1987). *Análise da cartografia geotécnica e proposta metodológica para condições brasileiras.* Tese (Doutorado em Geotecnia) Departamento de Geotecnia. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 3 v., 657 p.
- Zuquette, L.V. (1993). *Importância do mapeamento geotécnico no uso e ocupação do meio físico: fundamentos e guia para elaboração.* Tese (Livre-docência), EESC, USP, São Carlos.
- Zuquette, L.V.; Pejon, O.J.; Sineli, O. (1994). *Methodology for specific engineering geological mapping for selection of sites for waste disposal.* International IAEG Congress, 7, Rotterdam. Anais. Balkema, Rotterdam. pp. 2481–2489.

ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTACA SOB CARREGAMENTO HORIZONTAL

Study of the soil-pile interaction under horizontal loading

Priscila de Christan*

Rogério Francisco Kuster Puppi**

RESUMO – Foi utilizado no estudo uma estaca vertical de concreto armado, submetida a carga horizontal e momento, parcialmente enterrada em um solo argiloso. O modelo de cálculo foi gerado no programa SAP2000, sendo a estaca modelada como elemento de viga e o solo representado por molas linearmente elásticas espaçadas a cada metro, baseado no modelo de Winkler. Os coeficientes de mola (K_i) foram calculados pela equação proposta por Vesic, que correlaciona o coeficiente de reação com as propriedades elásticas do solo. Os resultados do SAP2000 mostraram que a estaca apresentou o comportamento de estacas flexíveis, no qual tem os seus deslocamentos ocasionados devidos a flexão. A região que mostra o comportamento relevante da estaca está de acordo com as conclusões feitas por outros autores. Os máximos deslocamentos horizontais e momentos fletores encontrados no SAP2000 ficaram próximos dos valores obtidos pelo método clássico da equação diferencial.

SYNOPSIS – In the study was used a vertical reinforced concrete pile, subjected to horizontal load and moment, partially buried in a cohesive soil. The calculation model was generated in the software SAP2000. The pile was modeled as beam element and the soil represented by linearly elastic springs spaced one meter apart, based on the Winkler model. The spring coefficients (K_i) were calculated from the equation proposed by Vesic, which correlates the reaction coefficient with the elastic properties of the soil. The results of SAP2000 calculations show that the pile used in the analysis presented flexural behavior, with their displacements caused due to bending. The region that shows the relevant behavior of the pile agrees with the the findings of other authors. The maximum horizontal displacements and bending moments found with SAP2000 were close to the values obtained by the classical differential equation method.

PALAVRAS CHAVE – Solo, estaca, módulo de reação do solo.

1 – INTRODUÇÃO

O estudo da interação solo-estrutura pode ser feito utilizando um programa de análise estrutural, no qual o solo é representado por molas (apoios flexíveis K_i) nos pontos que correspondem às fundações (Khoury, 2001; Crespo, 2004).

Os métodos da teoria de reação horizontal do solo são muito utilizados no cálculo de estacas carregadas horizontalmente. Essa teoria considera que a reação do solo (p) é proporcional ao deslocamento horizontal (y), semelhante ao modelo de Winkler (Cintra, 2002). Neste trabalho a consideração da interação solo-estaca foi feita conforme este método, utilizando apoio elástico nodal (molas).

* Mestre em Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

E-mail:priscila.christan@gmail.com

** Professor Adjunto, Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

E-mail: rfkpuppi@gmail.com

2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – Modelo de Winkler

O modelo de Winkler (1867) indica que a resposta do solo em um determinado ponto não é dependente do deslocamento da estaca em outros pontos, ou seja, este método considera que a resposta do solo é caracterizada por um conjunto de mecanismos discretos independentes entre si, o que não caracteriza perfeitamente o contínuo.

O valor do coeficiente de reação depende das propriedades elásticas do solo e também das dimensões da área sob a ação da reação do solo de fundação, podendo ser estimado a partir de valores típicos fornecidos na literatura (Terzaghi, 1943).

Conforme Terzaghi (1955), o coeficiente de reação horizontal do solo (k_h) é a razão entre a pressão (p) e o seu respectivo deslocamento horizontal (y). As primeiras aplicações da teoria de Winkler para estacas carregadas horizontalmente surgiram a partir de 1920.

No caso de estacas o problema é mais complexo que o de vigas sobre apoio elástico, pois em vigas é possível admitir que elas estejam apoiadas sobre um solo uniforme horizontalmente, e já para o caso das estacas podem existir várias camadas de solo com naturezas diversas (Cintra, 2002).

O módulo de reação horizontal do solo (K) é definido como a relação entre a reação do solo (p), em unidades de força por comprimento da estaca com o seu respectivo deslocamento (y).

Para fazer uma análise de estacas submetidas a carregamentos horizontais, deve ser considerada a rigidez à flexão de estaca (EI) e a rigidez horizontal do solo (E_s , G_s ou k_h). O método da teoria de reação horizontal do solo considera que a reação do solo (p) é proporcional ao deslocamento horizontal da estaca (y), equação 1 (Cintra, 2002; Diniz, 1972).

$$EI \cdot \left(\frac{d^4 y}{dz^4} \right) = p = -K \cdot y \quad (1)$$

z – profundidade a partir da superfície.

A equação 2 mostra a variação de K ao longo do comprimento da estaca (Palmer e Thompson, 1948).

$$K = K_L \cdot \left(\frac{z}{L} \right)^n \quad (2)$$

K_L – valor de K na ponta da estaca ($z = L$);

n – expoente empírico positivo;

L – comprimento de embutimento da estaca no solo.

As hipóteses mais comuns são que para argilas pré-adensadas $n = 0$, ou que o módulo de reação horizontal é constante com a profundidade, e que para areias $n = 1$, ou que o módulo de elasticidade é variável linearmente com a profundidade (Figura 1). Para o caso de areias, com $n = 1$ a variação de K pode ser reescrita conforme a equação 3.

$$K = n_h \cdot z \quad (3)$$

n_h – constante de reação horizontal do solo.

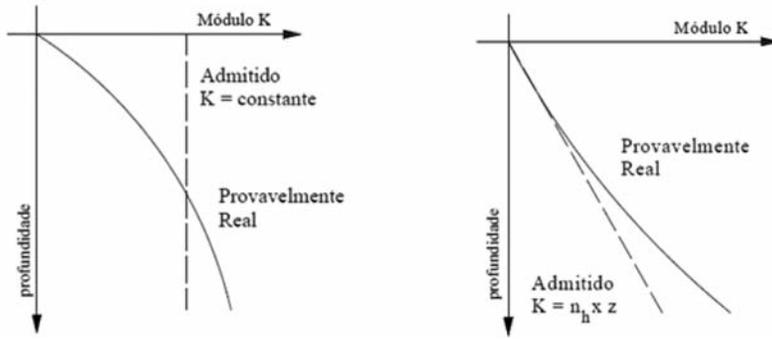


Fig. 1 – Solos coesivos pré-adensados e areias, siltes e argilas normalmente adensadas (Cintra, 2002).

2.2 – Método para determinação do coeficiente de reação do solo

Vesic (1961) propôs uma equação que possibilita relacionar o coeficiente de reação do solo com os parâmetros elásticos do solo (E_s e ν). Esse método foi feito para o caso de uma viga de comprimento infinito apoiada num meio isotrópico, elástico e contínuo. Para o caso de uma estaca suficientemente longa de diâmetro (B) e rigidez à flexão (EI) em um solo homogêneo e isotrópico, definido por um módulo de elasticidade constante (E_s) e um coeficiente de Poisson (ν), o coeficiente de reação horizontal (k_h) pode ser definido conforme a equação 4.

$$k_h = 0,65 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_s \cdot B^4}{EI}} \cdot \frac{E_s}{B \cdot (1 - \nu^2)} \quad (4)$$

A aplicação da equação sugerida por Vesic (1961) para o caso de uma estaca não é direta, pois a consideração da influência do solo está somente na parte de trás de estaca. Uma forma de corrigir é considerar aproximadamente igual a duas vezes o valor do k_h (Santos, 2008).

2.3 – Rigidez relativa estaca-solo

Na resolução da equação diferencial, utilizou-se uma constante λ , que envolve parâmetros característicos da estaca e do solo. Essa constante expressa uma relação entre a rigidez do solo e a rigidez à flexão da estaca, que depende da forma da variação do módulo de reação com a profundidade. Para uma variação exponencial do módulo de reação com a profundidade ($K = k \cdot z^n$) o fator de rigidez relativa estaca-solo é definido conforme a equação 5 (Cintra, 2002).

$$\lambda = \sqrt[n+4]{\frac{E \cdot I}{K}} \quad (5)$$

Para solos coesivos, onde K é constante com a profundidade ($n = 0$), o fator de rigidez estaca-solo (R) é definido conforme a equação 6.

$$R = \sqrt[4]{\frac{E \cdot I}{K}} \quad (6)$$

2.4 – Classificação das estacas em função do comprimento

De acordo com Davisson (1970), Matlock e Reese (1960) e outros autores, as estacas carregadas lateralmente podem ser classificadas em função do comprimento (L) da seguinte forma (apud Cintra, 2002):

- $L / R > 4$ – estaca flexível;
- $2 < L / R < 4$ – estaca intermediária;
- $L / R < 2$ – estaca rígida.

O comportamento da estaca é influenciado diretamente pela sua rigidez. Sendo assim, uma estaca rígida tem os deslocamentos devidos a uma rotação de corpo rígido, já uma estaca flexível tem os deslocamentos devidos à flexão. As estacas flexíveis podem ser analisadas como infinitamente longas, pois as soluções para $L / R = 4$, são as mesmas que para $L / R = 5, 10$ e infinito.

2.5 – Classificação do solo segundo os valores do N_{SPT}

Segundo Terzaghi e Peck (1948), a classificação dos solos pode ser feita utilizando o resultado do ensaio SPT, através dos valores do índice de resistência à penetração (N_{SPT}). Para solos argilosos a consistência da argila é classificada da seguinte forma: muito mole, N_{SPT} igual a 2; mole, N_{SPT} variando de 2 a 4; média, N_{SPT} variando de 4 a 8; rija, N_{SPT} variando de 8 a 15; muito rija, N_{SPT} variando de 15 a 30; e dura, N_{SPT} maior que 30.

2.6 – Parâmetros geotécnicos do solo

O valor do módulo de elasticidade do solo (E_s) pode ser estimado com base em resultados de ensaios realizados no campo (SPT, CPT, entre outros), ou fazendo correlações do tipo de solo com os valores publicados na literatura. O valor do módulo de elasticidade, varia de acordo com a consistência da argila, da seguinte forma: muito mole, E_s varia de 2 a 15 MPa; mole, E_s varia de 5 a 25; média, E_s varia de 15 a 50; dura, E_s varia de 50 a 100 e arenosa, E_s varia de 25 a 250 (Bowles, 1997).

O coeficiente de Poisson (ν) é a razão entre a deformação específica lateral e longitudinal, sendo um valor adimensional. Usualmente este parâmetro não impõe grandes alterações nos resultados das análises (Rody, 2010). Este coeficiente pode ser negativo se há contração lateral. Conforme a teoria de elasticidade o valor de ν varia de -1 a 0,5. Para casos práticos, devido as dificuldades encontradas na medição, é indicado adotar para ν os valores apresentados na literatura. Para argila saturada, ν varia de 0,40 a 0,50, argila parcialmente saturada, ν varia de 0,10 a 0,30 e argila arenosa, ν varia de 0,20 a 0,30 (Bowles, 1997).

2.7 – Solução clássica da equação diferencial

Vários pesquisadores, desde cerca de 1920, apresentaram soluções para a equação diferencial para solos coesivos, com a hipótese do módulo de reação do solo constante com a profundidade. A solução considerada clássica é proposta por Hetényi (1946), para o caso de estacas flexíveis ($L/R > 5, 6$) (Cintra, 2002).

A equação 7 apresenta o cálculo do deslocamento horizontal no topo da estaca (y_o).

$$y_o = \frac{2.P_H}{K.(1,414.R)} + \frac{2.M_o}{K.(1,414.R)^2} \quad (7)$$

P_H – força horizontal aplicada na estaca;

M_o – momento aplicado na estaca.

A equação 8 apresenta o cálculo do momento fletor máximo da estaca (M_{max}).

$$M_{max} = 0,32.P_H.(1,414.R) + 0,70.M_O \quad (8)$$

A equação 9 mostra a profundidade aproximada do momento fletor máximo.

$$z = 0,70.(1,414.R) \quad (9)$$

3 – METODOLOGIA

3.1 – Definição das características da estaca, solo e cargas atuantes

Para as análises foi utilizada como exemplo uma estaca de concreto armado, vertical, isolada e com seção transversal circular. O solo é do tipo coesivo, sendo os valores adotados para os N_{SPT} em função do comprimento de embutimento da estaca dentro do solo. Para os carregamentos atuantes foram considerados cargas horizontal, vertical e momento.

3.2 – Considerações sobre a interação solo-estaca

O solo foi representado como um sistema independente, com molas linearmente elásticas espaçadas entre si, modelo de Winkler. Os coeficientes de molas foram calculados de acordo com a equação proposta por Vesic, que correlaciona o coeficiente de reação com as propriedades elásticas do solo.

3.3 – Elaboração do modelo de cálculo no software SAP2000

A estaca foi modelada através do elemento de viga do SAP2000, sendo discretizada a cada 1,0 m. O solo foi simulado com molas linearmente elásticas espaçadas a cada 1,0 m e os seus coeficientes foram adotados conforme os valores resultantes da equação proposta por Vesic, apresentada no item 2.2.

3.4 – Resultados, discussões e conclusões

Foi obtido do modelo de cálculo do SAP2000 resultados para os momentos fletores, deslocamentos e reações nas molas. O método da solução clássica da equação diferencial apresentou os máximos deslocamento e momento fletor.

As discussões e conclusões foram feitas em relação aos seguintes aspectos: comportamento da estaca no modelo de cálculo do SAP2000, resposta da estaca em função da profundidade, e comparação destes resultados com a solução clássica da equação diferencial.

4 – MATERIAIS

4.1 – Propriedades da estaca, características do solo e cargas atuantes

A estaca de concreto armado possui diâmetro igual a 1016 mm, comprimento de embutimento no solo (L) igual a 24 m, resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) igual a 40 MPa e armadura longitudinal igual a 30 barras de 25 mm, conforme mostra a Figura 2.

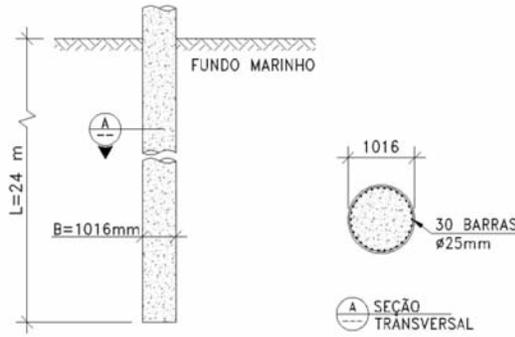


Fig. 2 – Geometria da estaca.

O módulo de elasticidade inicial do concreto e o módulo secante foram determinados conforme as equações 10 e 11, respectivamente (NBR-6118/2007). O valor do módulo secante obtido foi igual a 30 104,88 MPa.

$$E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}} \quad (10)$$

$$E_{cs} = 0,85.E_{ci} \quad (11)$$

Para a modelagem do solo foram utilizados valores do N_{SPT} . Estes valores foram obtidos em função do comprimento de embutimento da estaca dentro do solo, utilizando o método de capacidade de carga estática em estacas isoladas, proposto por Aoki e Velloso. Foram adotados para os primeiros 12 m um número de N_{SPT} igual a 19 e para os 12 m restantes um N_{SPT} igual a 35.

A Figura 3 mostra o perfil do solo e os valores para a carga horizontal (P_H) e momento (M_O).

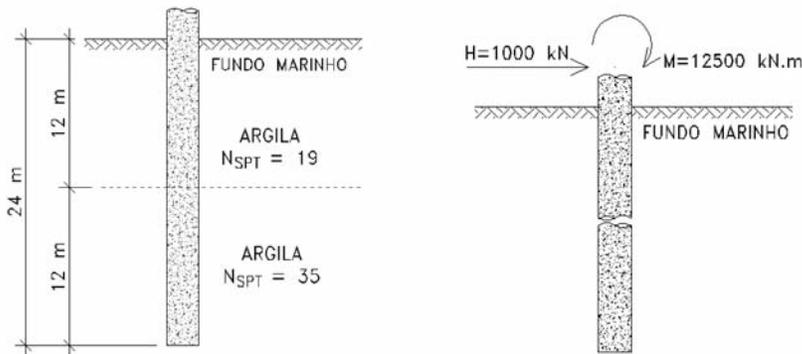


Fig. 3 – Perfil do solo e cargas atuantes na estaca.

4.2 – Cálculo dos coeficientes de mola

Os coeficientes que representam as molas foram obtidos basicamente conforme a equação 12.

$$K_i = k.A_i \quad (12)$$

K_i – Rigidez relativa ao nó i ;

k – coeficiente de reação horizontal do solo k_h ;

A_i – área de influência do nó i , diâmetro da estaca multiplicado pela distância entre os nós.

A classificação do solo em função da consistência da argila, foi feita utilizando uma correlação dos valores adotados para o N_{SPT} (item 4.3) com os valores sugeridos por Terzaghi (item 2.5). Para os primeiros 12 m, com N_{SPT} igual a 19 a consistência da argila é muito rija, e para os 12 m restantes, com N_{SPT} igual a 35 a consistência é dura.

Para os valores do módulo de elasticidade (E_s) e do coeficiente de Poisson (ν) foram utilizados como referência os valores sugeridos por Bowles (1997), item 2.6. Para os valores do E_s foram adotados: muito rija, E_s igual a 25 MPa e dura E_s igual a 50. O valor do ν adotado foi igual a 0,40.

O Quadro 1 mostra os resultados obtidos para os coeficientes de mola utilizando a equação proposta por Vesic.

Quadro 1 – Cálculo dos coeficientes de mola.

N_{SPT}	E_s	EI	ν	k_n	$A_i = B.l$	$K_i = 2.(k_n.A_i)$
	(kN/m ²)	(kN.m ²)	–	(kN/m ³)	(m ²)	(kN/m)
19	25 000	1 574 641	0,4	13 553	0,508	13 770
					1,016	27 540
35	50 000	1 574 641	0,4	28 718	1,016	58 355
					0,508	29 178

4.3 – Cálculo da rigidez relativa solo-estaca e classificação da estaca

Para o cálculo da rigidez relativa estaca-solo, o valor de K considerado é referente a primeira camada de solo, no topo da estaca, sendo igual a 27 540 kN/m².

O valor para a rigidez à flexão da estaca de concreto armado (EI) foi igual a 1 574 641 kN.m². Substituindo os valores de K e EI na equação 6, obtêm-se o coeficiente R igual a 2,75.

A relação entre o comprimento da estaca e o coeficiente R resultou num valor igual a 8,73. Sendo assim a estaca é classificada como flexível.

4.4 – Modelagem no software de cálculo estrutural SAP2000

A estaca foi modelada no SAP2000 por elementos de viga, e a interação solo-estaca foi feita pelo uso de molas lineares espaçadas a cada 1,0 m.

Foi gerada uma combinação para obtenção dos resultados, que considera as cargas atuantes mais o peso próprio da estaca, que é gerado automaticamente pelo SAP2000.

O comportamento do sistema estaca-solo é um assunto que envolve muitas variáveis, tornando-se assim complexo. Neste trabalho foram adotadas algumas hipóteses básicas para a simplificação do modelo de cálculo, que são: foi considerado que o solo e a estaca estão livres de tensões iniciais decorrentes da instalação, sendo iguais a zero; foi admitido que o solo e a estaca trabalham em regime elástico-linear; a estaca está parcialmente imersa em um semi-espaço, elástico linear, isotrópico; foi admitido que a estaca possui uma superfície rugosa, não existindo assim deslocamentos relativos entre a estaca e o solo e foram consideradas as forças volumétricas.

5 – RESULTADOS

5.1 – Modelo de cálculo do *software* SAP2000

Do modelo de cálculo foram obtidos resultados para momentos fletores, deslocamentos e reações nas molas, conforme mostram os gráficos das Figuras 4, 5 e 6.

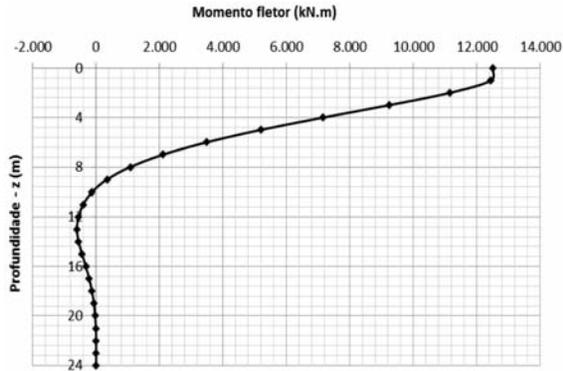


Fig. 4 – Variação dos momentos fletores com a profundidade (SAP2000).

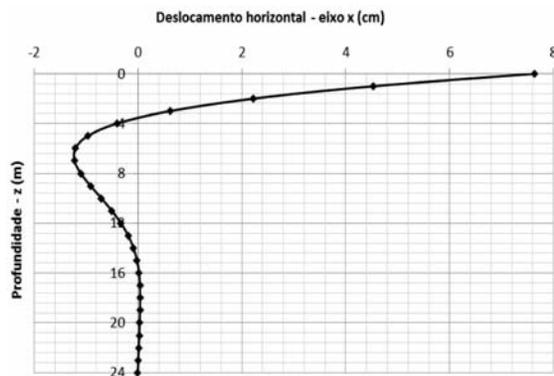


Fig. 5 – Variação dos deslocamentos horizontais com a profundidade (SAP2000).

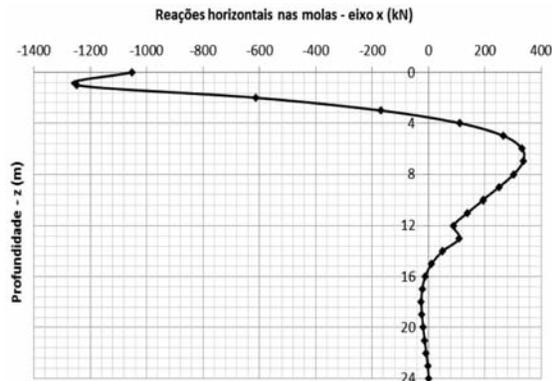


Fig. 6 – Variação das reações nas molas com a profundidade (SAP2000).

Verifica-se, conforme o gráfico da figura 6, que o valor da reação horizontal nos nós mais próximos da superfície apresenta valores não tão próximos do real, sendo muito elevados. Essa distribuição das reações horizontais resulta ser de uma análise linear-elástica.

5.2 – Método clássico da equação diferencial

Os resultados obtidos pelo método clássico foram 7,87 cm para o máximo deslocamento horizontal (topo da estaca) e 9994 kN.m para o máximo momento fletor, que corresponde a uma profundidade de 2,72 m (equação 9).

6 – DISCUSSÃO

6.1 – Comportamento da estaca no modelo de cálculo do SAP2000

Os resultados do modelo de cálculo mostram que a resposta da estaca se enquadra dentro do comportamento de estacas flexíveis. O modelo confirma o cálculo feito para a classificação da estaca (item 4.3), no qual o resultado obtido foi de estaca flexível.

Para solos coesivos, Davisson e Gill (1963) afirmam que a camada de solo que vai da superfície até profundidades de 0,2 R a 0,4 R exerce uma grande influência no comportamento da estaca. Com essas conclusões verifica-se que a região que deve mostrar o comportamento relevante da estaca está entre 0,55 m e 1,1 m. Verificando o modelo de cálculo, pode-se observar o comportamento relevante da estaca nos resultados dos deslocamentos horizontais. Os dois primeiros metros tiveram a maior variação, sendo para o topo 7,64 cm até 2,22 cm.

6.2 – Comparação dos resultados do modelo de cálculo do SAP2000 com o método da equação diferencial

O Quadro 2 mostra um comparativo dos resultados obtidos.

Quadro 2 – Comparativo dos resultados.

Deslocamento horizontal máximo		Momento fletor máximo (z = 2,72 m)	
Eq. diferencial	SAP2000	Eq. diferencial	SAP2000
$yT_{máx}$ (cm)	$yT_{máx}$ (cm)	M_r (kN.m)	M_r (kN.m)
7,87	7,64	9994	9713

A posição do momento fletor máximo calculada pelo método da equação diferencial foi igual a 2,72 m, não sendo a mesma encontrada no modelo de cálculo, que foi no topo da estaca.

Os resultados para os dois métodos ficaram muito próximos, com uma variação de 3% para o deslocamento horizontal e o momento fletor.

7 – CONCLUSÕES

Os resultados do modelo de cálculo mostram que a resposta da estaca se enquadra dentro do comportamento de estacas flexíveis e a região que mostra o comportamento relevante está de acordo com as conclusões indicadas por Davisson e Gill (1963).

Os resultados do modelo de cálculo com o método clássico ficaram muito próximos, tanto para os deslocamentos horizontais, como para os momentos fletores. Mas uma observação que deve ser apresentada em relação a este método é a indicação da posição do momento fletor máximo, dado que, conforme os resultados obtidos do SAP2000, o momento fletor máximo na estaca não se encontra na profundidade que foi calculada pelo método da equação diferencial clássica.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas- ABNT (2007). NBR-61118. *Projeto de estruturas de concreto*. Rio de Janeiro.
- Bowles, J.E. (1997). *Foundation Analysis and Design*. McGraw-Hill Inc., Fifth Edition. International Edition.
- Cintra, J.C.Â. (2002). *Carregamento Lateral em Estacas*. Oficina de Textos. Departamento de Geotecnia, São Carlos. São Paulo.
- Crespo, V.A. de S. (2004). *Estudo da sensibilidade de edificações em relação ao solo*. Tese de Mestrado em Eng. Civil. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Rio de Janeiro. 108 p.
- Davisson, M.T.; Gill, H.L. (1963). *Laterally loaded piles in a layered soil system*. J. Soil Mech. Found. Engrng., ASCE, 89(3), pp. 63-94.
- Davisson, M.T. (1970). *Lateral load capacity of pile groups*. Highway Research Record, nº 333, pp. 104-112. Washington, DC.
- Diniz, R.A.C. (1972). *Análise de Esforços em Estruturas Aperticadas com Fundações em Estacas*, Tese (Mestrado), Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE. Rio de Janeiro.
- Hetényi, M. (1946). *Beams on Elastic Foundation*. Univ. of Mich. Press. Ann Arbor. Michigan.
- Khouri, M.E. (2001). *Contribuição ao projeto de estacas e de pontes de concreto armado com consideração das não-linearidades física e geométrica e interação solo-estrutura*. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos da Univ. de São Paulo. São Paulo, 215 p.
- Matlock, H.; Reese, L.C. (1960). *Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 86, SM5, pp. 63-91.
- Palmer, L.A.; Thompson, J.B. (1948). *The Earth Pressure and Deflection Along Embedded Lengths of Piles Subjected to Lateral Thrust*. Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engrg., GEBR Kesmat, Haarlem, the Netherlands, v. 5, pp. 156-161.
- Rody, H.A. (2010). *Análise numérica de uma estrutura de cais por dois modelos de representação do solo*. Tese (Mestrado). Univ. Federal do Rio de Janeiro – COPPE. Rio de Janeiro, 142 p.
- Santos, J.A. (2008). *Fundações por estacas ações horizontais. Elementos Teóricos*. Instituto Superior Técnico. Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura. Obras Geotécnicas. Lisboa.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley and Sons Inc., New York.
- Terzaghi, K.; Peck, R.B. (1948), *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley and Sons Inc., New York.

- Terzaghi, K. (1955). *Evaluation of coefficients of subgrade reaction*. Geotechnique, vol. 5, n°. 4, pp. 297-326.
- Vesic, A.B. (1961). *Beams on elastic subgrade and the Winkler hypothesis*. Proc. 5th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng., vol. 1, pp. 845-850, Paris.
- Winkler, E. (1867). *Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit*. H. Dominicus. Prague.

RESISTÊNCIA AO CORTE EM OBRAS DE TERRA - ALGUNS CONCEITOS E DEFINIÇÕES

Soil shear strength in earth works - some concepts and definitions

Luís Joaquim Leal Lemos*

RESUMO – A resistência ao corte em obras de terra é abordada com base no modelo de Mohr-Coulomb e nos conceitos do estado crítico. A análise drenada e não drenada é contextualizada na resposta do solo a um carregamento considerando a geração e dissipação da pressão da água nos poros. O parâmetro c' , intersecção coesiva, é discutido considerando a influência volumétrica e de agregação entre as partículas, contexto em que são abordados os parâmetros de Hvorslev. São apresentados alguns resultados do saprólito granítico da Guarda. É abordada a problemática da resistência ao corte não drenada c_u em solos “coesivos”, ou seja, solos com a capacidade de apresentarem um comportamento não drenado. É apresentada e discutida a determinação da resistência ao corte não drenada no laboratório, no campo, a partir dos índices físicos e de relações empíricas. É apresentado o comportamento normalizado dos solos moles da baixa aluvionar do rio Mondego obtido em laboratório a partir de amostras reconstituídas e ensaiadas no aparelho triaxial.

SYNOPSIS – The shear strength in earth works is approached with the Mohr-Coulomb model and with the critical state concepts. Drained and undrained analyses are considered in the response of a soil to loading taking into consideration the build-up and dissipation of pore water pressure. The cohesion intercept c' is discussed in the context of volume change and particle aggregation. The Hvorslev parameters are presented. Some results of the granite saprolite from Guarda are shown. The undrained shear resistance c_u for cohesive soils, which permits an undrained behaviour, is considered and debated. The laboratory and field evaluation of the undrained shear strength is discussed and some empirical and deduced relations are put forward in function of the index soil parameters. The normalized behaviour is presented for the soft soils from the alluvia of river Mondego, obtained from a laboratory triaxial test program using reconstituted samples.

PALAVRAS CHAVE – Resistência ao corte, intersecção coesiva, coesão não drenada, comportamento drenado e não drenado.

1 – INTRODUÇÃO

Na análise de estabilidade de obras de terra deve ser verificado o estado limite último e o de serviço. A sua verificação pode ser efetuada utilizando métodos rigorosos ou aproximados. Um método rigoroso deve verificar as condições de equilíbrio, de fronteira, de compatibilidade das deformações e a lei constitutiva do material. A solução analítica das equações diferenciais é apenas possível para casos particulares, tendo-se que recorrer a métodos numéricos para a sua resolução. A solução embora rigorosa não é exata, pois a sua aproximação ao comportamento real dependerá sempre da simulação deste através da lei constitutiva. A constituição e características do solo são heterogéneas, variam no espaço, e as suas propriedades mecânicas e hidráulicas são altamente anisotrópicas. O carregamento do solo no campo é complexo e o comportamento tensão-deformação e a resistência ao corte do solo depende de variadíssimos fatores, nomeadamente: trajetórias de tensões, velocidade de carregamento, estado de tensão inicial e rotação das tensões principais.

* Professor Catedrático, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Coimbra. E-mail: llemos@dec.uc.pt

Embora a solução não seja exata, os métodos numéricos permitem estudar o comportamento para vários cenários de carregamento e avaliar a sensibilidade do comportamento à variação dos vários parâmetros utilizados na lei constitutiva.

Na prática a maioria dos problemas podem ser resolvidos respondendo às seguintes questões:

- 1) As cargas de serviço são substancialmente inferiores às cargas de colapso?
- 2) Quais as deformações estruturais sob as cargas de serviço?

A primeira questão é normalmente verificada através de métodos aproximados baseados na teoria da plasticidade, para os quais se considera que o solo tem um comportamento rígido plástico perfeito e o modelo de Mohr-Coulomb é simultaneamente usado como critério de rotura e de cedência (Quadro 1). Estes métodos dão informação na rotura e ignoram o comportamento pré-rotura.

Quadro 1 – Métodos aproximados baseados na teoria da plasticidade.

Método de análise		Não satisfaz	Comentário	Aplicação corrente
Limite	Inferior	Compatibilidade	A solução de limite superior fornece uma estimativa da carga de colapso, superior à real e a do limite inferior, inferior à real. Quando as duas soluções forem iguais a solução é exata	Fundações: capacidade de carga, verificação do estado limite último
	Superior	Equilíbrio		
Equilíbrio limite		Compatibilidade	Baseia-se na escolha da forma da superfície de rotura	Taludes: método das fatias. Impulso de terras: teoria de Coulomb
Campo de linhas de rotura		Compatibilidade	Dá simultaneamente uma estimativa da carga de colapso e da distribuição das tensões	Impulso de terras: teoria de Rankine

A segunda questão é normalmente verificada através de métodos que assumem que o solo se comporta como um meio elástico.

Na Fig. 1 ilustra-se o comportamento real do solo, linha a cheio, quando submetido a tensões de corte sob tensão normal constante, e o do modelo elástico perfeitamente plástico, linha a tracejado, utilizado nas análises acima descritas. O comportamento tensão-deformação do solo é normalmente caracterizado inicialmente por uma relação elástica para pequenas deformações, pela existência de um ponto de cedência a partir do qual se verifica endurecimento com um aumento significativo das deformações plásticas com aumento da tensão de cedência até um valor máximo (τ_{max}), e para o qual a tensão de corte é máxima. Após esta tensão máxima ou de pico verifica-se o amolecimento, diminuição da tensão de cedência e máxima com o aumento das deformações plásticas, até um valor último da resistência (τ_r) a partir do qual se verifica um comportamento plástico perfeito, deformação do solo a tensão de corte constante, também designado por resistência no estado crítico, resistência a volume constante, ou resistência última. Nos solos argilosos a resistência a volume constante ou no estado crítico é superior à residual devido ao alinhamento na direção de corte das partículas de argila. A resistência máxima ou de pico depende da compactidade inicial do solo.

O modelo de comportamento elástico perfeitamente plástico, normalmente usado nos métodos aproximados de análise para verificação do estado limite último e de serviço, admite que a cedência

e a resistência máxima (τ_A) são coincidentes e o seu valor é obtido através do modelo de Mohr-Coulomb, balizando o seu valor entre a resistência de pico (τ_{max}) e última (τ_r), levando em linha de conta o tipo de obra e a não uniformidade de deformações na promoção de rotura progressiva. O cálculo das deformações para a carga de serviço, substancialmente inferior à carga última de colapso, é normalmente efetuado através da teoria da elasticidade.

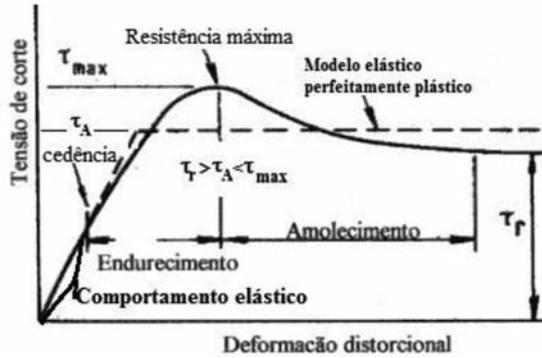


Fig. 1 – Comportamento real e modelo elástico perfeitamente plástico.

2 – ANÁLISE DRENADA E NÃO DRENADA

O critério de rotura de Mohr-Coulomb em termos das tensões totais e efetivas é definido pela envolvente linear de Coulomb, a qual é caracterizada a partir de dois parâmetros: a intersecção coesiva ou coesão e a sua inclinação, o ângulo de resistência ao corte ou ângulo de atrito. A utilização dos parâmetros em termos das tensões efetivas (c' ; ϕ'), necessita do conhecimento da pressão da água nos poros, a qual é de difícil previsão, a não ser numa condição geostática ou de percolação em regime permanente. Na Fig. 2 ilustra-se de forma sistematizada a resposta de um maciço a um carregamento em termos da geração da pressão da água nos poros, atendendo às condições de drenagem e de saturação do solo, indicando-se os respetivos parâmetros de resistência

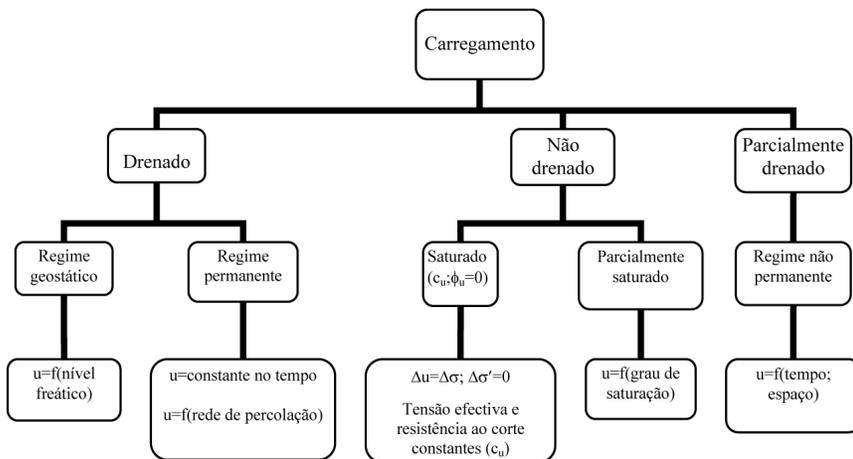


Fig. 2 – Carregamento em função das condições de drenagem e de saturação do solo.

ao corte a utilizar. Para a condição não drenada, num meio completamente saturado, não haverá variação do índice de vazios durante o carregamento, mantendo-se desta forma o índice de vazios e a resistência ao corte constantes, podendo a análise ser efetuada em termos das tensões totais, c_u . Para solos parcialmente saturados, ou para condições parcialmente drenadas, a análise em termos de tensões efetivas poderá ser efetuada através de métodos aproximados com uma estimativa da pressão intersticial, ou através de métodos numéricos utilizando modelos elasto-plásticos.

Os parâmetros de resistência ao corte podem ser obtidos, de forma direta, a partir de ensaios de laboratório, de forma direta ou indireta, a partir de ensaios de campo ou ainda utilizando relações empíricas. Os ensaios de laboratório mais utilizados para a determinação dos parâmetros de resistência ao corte são o triaxial e a caixa de corte direto. A caixa de corte direto é indicada para a realização de ensaios drenados, em solos predominantemente granulares de elevada permeabilidade, pela facilidade de preparação das amostras e pela rapidez de execução do ensaio. Os ensaios triaxiais são indicados em solos argilosos de baixa permeabilidade, através da realização de ensaios consolidados não drenados, para a determinação dos parâmetros de corte em termos de tensões efetivas (c' ; ϕ'). A fase de corte não drenado com a medição da pressão intersticial permite usar velocidades de corte significativamente mais elevadas do que no ensaio drenado, sendo contudo necessário assegurar a uniformização da pressão da água nos poros através da amostra. A envolvente de rotura em termos de tensões efetivas deve preferencialmente ser determinada através da envolvente das trajetórias de tensões efetivas dos ensaios não drenados e evitar os critérios de rotura, baseados na tensão deviatória máxima q_{max} , no valor máximo da razão entre as tensões principais $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$, ou ainda no valor máximo do excesso de pressão intersticial u_{max} .

A envolvente de rotura, em termos de tensões efetivas, deve ser determinada através da envolvente linear que melhor se adapte e envolva as várias trajetórias de tensões efetivas num sistema de eixos (s' ; t) ou (p' ; q). Desta forma, os vários critérios de rotura estão automaticamente contidos na envolvente de rotura às várias trajetórias de tensões efetivas, sem se necessitar de ponderar sobre o critério de rotura adequado. Na Fig. 3, estão apresentadas trajetórias de tensões efetivas e a respetiva envolvente de rotura em termos de tensões efetivas. Será de notar que o critério de rotura q_{max} , para amostras consolidadas anisotropicamente e submetidas ao corte à compressão no aparelho triaxial, resultaria num valor de ϕ' muito inferior ao real. Uma envolvente que considere o valor q_{max} na Fig. 3b) teria uma menor inclinação. O critério de rotura mais adequado deveria ser o de $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ ou (q/p') , como se indica na Fig. 3. Nos ensaios de corte drenados é indiferente a utilização do critério de rotura, q_{max} ou $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$, já que neste caso, coincidem.

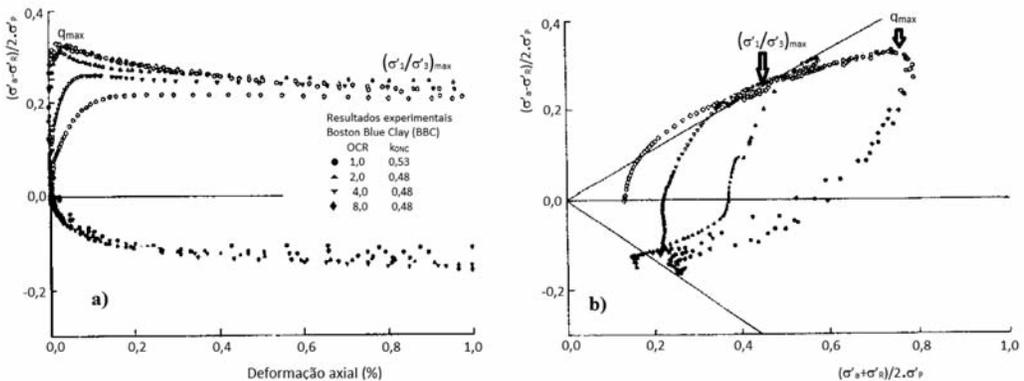


Fig. 3 – Ensaios triaxiais consolidados não drenados "Boston Blue Clay" (Whittle, 1993):
a) Curvas tensão-deformação; b) Trajetórias de tensões efetivas (s' ; t).

A coesão não drenada (c_u) pode ser obtida a partir de ensaios de laboratório ou de campo, relações empíricas e índices físicos (Fig. 4). É um parâmetro extremamente difícil de obter, pois é bastante sensível à amostragem, à história das tensões, à trajetória das tensões, à rotação das tensões principais, à anisotropia e à velocidade de corte.

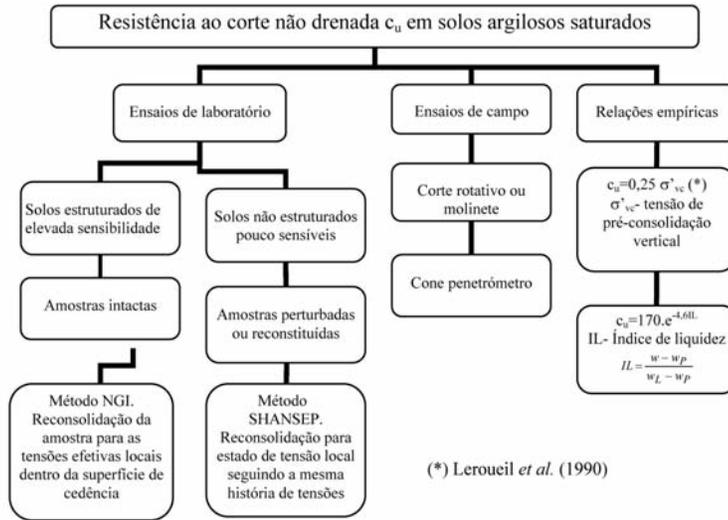


Fig. 4 – Determinação da resistência ao corte não drenada.

3 – RESISTÊNCIA AO CORTE EM TERMOS DE TENSÕES EFETIVAS

A resistência ao corte τ_f em termos de tensões efetivas é normalmente expressa pela reta de Coulomb, equação (1), em que σ'_N é a tensão normal na superfície de corte, ϕ' é o ângulo de resistência ao corte (ângulo de atrito) e c' é a intersecção coesiva (coesão aparente ou coesão). Esta envolvente de rotura é apenas válida para tensões relativamente elevadas. Para tensões baixas a envolvente tende a curvar e a passar pela origem, sendo assim a coesão a intersecção na origem resultante da regressão linear para tensões mais elevadas.

A envolvente de Mohr-Coulomb pode também ser relacionada com as tensões principais máxima e mínima a partir do círculo de Mohr, relacionando o centro do círculo de Mohr (s') com o seu raio (t'), como se mostra na Fig. 5.

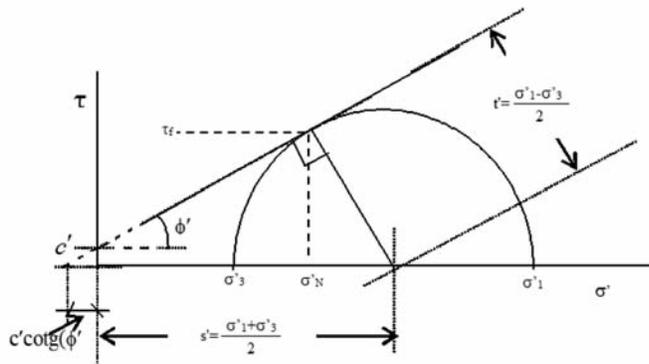


Fig. 5 – Modelo de Mohr-Coulomb.

Na faceta de corte	Em termos das tensões principais
$\tau = \sigma'_N \cdot tg(\phi') + c' \quad (1)$ $\sigma'_N = \sigma_N - u$	$\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \cdot sen(\phi') + c' \cdot cos(\phi') \quad (2)$
	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u \right) \cdot sen(\phi') + c' \cdot cos(\phi') \quad (3)$
	$t' = s' \cdot sen(\phi') + c' \cdot cos(\phi')$ $t = t' = (s - u) \cdot sen(\phi') + c' \cdot cos(\phi') \quad (4)$

O critério de Mohr-Coulomb pode igualmente ser traduzido em função dos invariantes das tensões, σ'_{oct} ou p' , tensão normal octaédrica, e τ_{oct} , tensão tangencial octaédrica.

$$p' = \sigma'_{oct} = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)$$

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_1 - \sigma'_3)^2}$$

Para o caso de um carregamento triaxial toma a forma: $q' = M \cdot p' + C$, em que $M = f(\phi')$, e $C = f(c'; \phi')$. Para um carregamento triaxial q , p , M e C tomam a forma:

Para o carregamento triaxial de compressão $\sigma'_2 = \sigma'_3$	Para o carregamento triaxial de extensão $\sigma'_1 = \sigma'_2$
$q' = \sigma'_1 - \sigma'_3 = \left(\frac{3}{\sqrt{2}} \right) \cdot \tau_{oct}$ $p' = (\sigma'_1 + 2 \cdot \sigma'_3) / 3$ <p>Substituindo na expressão</p> $(\sigma'_1 - \sigma'_3) = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \cdot sen(\phi') + 2 \cdot c' \cdot cos(\phi')$ <p>σ'_1 e σ'_3 função de q' e p'</p> $q' = M_c \cdot p' + C_c \quad (5)$ $M_c = \frac{6 \cdot sen(\phi')}{3 - sen(\phi')}; C_c = \frac{6 \cdot cos(\phi')}{3 - sen(\phi')} \cdot c'$	$q' = \sigma'_1 - \sigma'_3 = \left(\frac{3}{\sqrt{2}} \right) \cdot \tau_{oct}$ $p' = (2 \cdot \sigma'_1 + \sigma'_3) / 3$ <p>Substituindo na expressão</p> $(\sigma'_1 - \sigma'_3) = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \cdot sen(\phi') + 2 \cdot c' \cdot cos(\phi')$ <p>σ'_1 e σ'_3 função de q' e p'</p> $q' = M_e \cdot p' + C_e \quad (6)$ $M_e = \frac{6 \cdot sen(\phi')}{3 + sen(\phi')}; C_e = \frac{6 \cdot cos(\phi')}{3 + sen(\phi')} \cdot c'$

O ângulo de resistência ao corte em termos da tensão efetiva (ϕ') depende da granulometria do solo, apresentando valores superiores para solos bem graduados; do tamanho das partículas, aumentando com a dimensão das partículas; da forma das partículas, sendo superior para partículas angulares; da compacidade inicial da amostra, tendo as amostras mais compactas maior resistência. O mesmo ângulo é em princípio independente da magnitude das tensões de confinamento, a não ser para baixos valores de tensão efetiva para as quais a envolvente é não linear resultando numa diminuição da interseção coesiva c' e num aumento de ϕ' , sendo o seu valor reduzidamente influenciado pela rotação das tensões principais e pelo valor da tensão principal intermédia.

O ângulo de resistência ao corte em termos de tensões efetivas a volume constante (ϕ'_{vc}) ou no estado crítico (ϕ'_{ec}), bem como o residual (ϕ'_R), são propriedades intrínsecas do solo, sendo independentes do estado de compacidade inicial da amostra. O índice de vazios crítico, e_{cs} , é definido como o índice de vazios último para o qual a amostra tende independentemente do seu valor inicial, permanecendo a resistência ao corte e o volume constantes, Fig. 6a) e b). Na Fig. 6a) e b) pode-se observar que amostras sob uma tensão normal constante σ' , com vários índices iniciais, apresentam resistências máximas (P_1 e P_2) função do índice de vazios inicial, tendendo

para uma mesma resistência ao corte no estado crítico τ'_{ec} e para o mesmo índice de vazios crítico, e_c . A Fig. 6 d) mostra o estado de compactidade das amostras em relação ao estado crítico, em que as amostras D1 e D2 se encontram densas e as amostras N e W soltas. Na Fig. 6 c) representam-se as envolventes no estado crítico e as correspondentes envolventes de Hvorslev, para os índices de vazios e_1 e e_2 e os correspondentes valores de resistência ao corte C , P_1 e P_2 . Solos argilosos, após atingirem o estado crítico, apresentam ainda uma diminuição da resistência com a deformação, atingindo a resistência residual após grandes deslocamentos. A resistência residual em solos argilosos é inferior à resistência a volume constante ou no estado crítico, sendo função da percentagem das partículas lamelares de argila e do tipo de mineral argiloso, Fig. 7. O coeficiente de atrito residual $[(\tau/\sigma'_N)_R = tg(\phi'_R)]$ é igual ao valor do coeficiente de atrito interparticular $[tg(\phi'_\mu)]$ das partículas argilosas, para solos predominantemente argilosos, ou seja, com percentagens de partículas de argila ($C\%$) superiores a 50%, com um modo de corte deslizante (Lupini *et al.*, 1981, Fig. 7). A diferença entre a resistência a volume constante e a resistência residual aumenta com o aumento do conteúdo das partículas argilosas devido ao seu alinhamento na direção de corte, como se mostra na Fig. 7. Esta figura mostra, igualmente, que a resistência ao corte no estado crítico tende a diminuir com o aumento de partículas argilosas. Mitchell (1976) observou que o valor de ϕ'_{vc} a volume constante diminui com o aumento do índice de plasticidade e atividade da argila, e embora a dispersão seja grande, pode aproximadamente ser descrito pela relação: $[sen(\varphi') = 0,35 - 0,1 \cdot \ln(I_p)]$

Skempton (1985) refere valores para os ângulos de atrito (ϕ_μ) dos três minerais de argila mais comuns na natureza: 15° para a caulinite; 10° para a illite e 5° para a montmorilonite, sendo desta ordem a resistência ao corte residual dum solo constituído em percentagens superiores a 50% por este tipo de minerais argilosos, como se indica na Fig. 7, ($\phi'_{vc} > \phi'_R = \phi_\mu$). Para solos predominantemente constituídos por partículas granulares, com percentagens de partículas argilosas inferiores a 10%, a resistência residual é igual à de volume constante ou no estado crítico, e o seu valor é em geral superior ao ângulo de atrito intrínseco (ϕ_μ) das partículas granulares, ($\phi'_{vc} > \phi'_R = \phi_\mu$), Fig. 7.

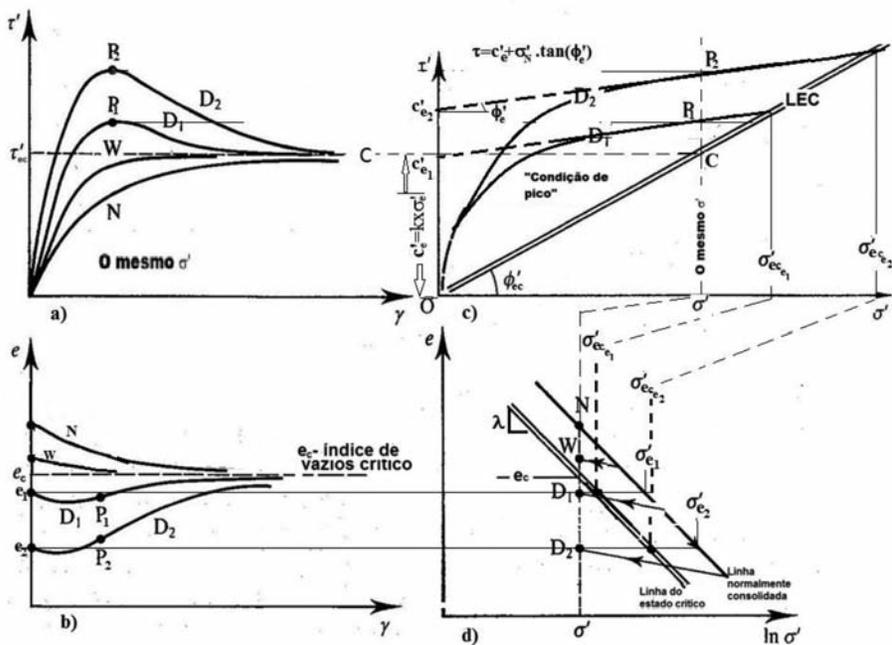


Fig. 6 – Comportamento tensão-deformação em função da compactidade.

Skinner (1969) verificou que a resistência ao corte a volume constante (ϕ'_{vc}) para um conjunto de partículas esféricas era aproximadamente constante e independente do atrito intrínseco (ϕ'_μ) entre as partículas, variando, no entanto, o valor do índice de vazios crítico em função do atrito entre as partículas. O coeficiente de atrito do quartzo ($tg(\phi'_\mu)$) é cerca de 0,45 e o coeficiente de atrito a volume constante e residual ($tg(\phi'_{vc})=tg(\phi'_R)$) apresentam valores superiores e da ordem de 0,6, o que mostra que mesmo a volume constante o movimento e a colisão entre as partículas contribuem para a resistência ao corte.

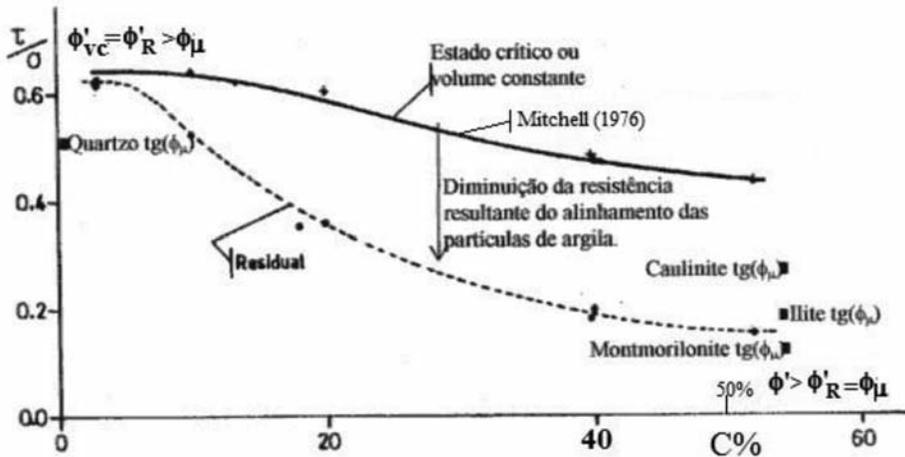


Fig. 7 – Variação da resistência ao corte a volume constante e residual com a percentagem de partículas de argila (C%).

Na Fig. 6 a) e b) representa-se o comportamento tensão-deformação, respetivamente com índices de vazios inferiores e superiores ao crítico para uma determinada tensão normal. A resistência ao corte máxima aumenta com compacidade inicial da amostra, em relação ao índice de vazios crítico e acontece no ponto de dilatância máxima $(\dot{\epsilon}_N/\dot{\gamma})_{max}$, pontos P₁ e P₂. A força horizontal T necessária para um bloco com peso W subir um plano com inclinação β , e com um ângulo de atrito bloco-superfície deslizante ϕ'_μ , é de $T=W \times tg(\phi'_\mu + \beta)$. À semelhança do bloco deslizante, a resistência ao corte poderá ser a contribuição de duas componentes: a resistência a volume constante ($\phi'_{vc} \approx \phi'_\mu$), e a contribuição do trabalho produzido na expansão da amostra [$(\epsilon_N/\gamma)=tg(\beta)$], a qual pode ser expressa pela seguinte equação:

$$\tau = \sigma'_N \cdot tg(\phi'_{cv}) + \sigma'_N \cdot \left(\frac{\dot{\epsilon}_N}{\dot{\gamma}} \right) = \sigma'_N \cdot \left[tg(\phi'_{cv}) + \left(\frac{\dot{\epsilon}_N}{\dot{\gamma}} \right) \right] \quad (7)$$

em que: $(\dot{\epsilon}_N/\dot{\gamma})$ representa a dilatância.

A resistência ao corte aumenta com o produto $[\sigma'_N \cdot (\dot{\epsilon}_N/\dot{\gamma})]$, o qual é máximo para $(\dot{\epsilon}_N/\dot{\gamma})_{max}$, tende a aumentar com a compacidade da amostra, ou seja, com o aumento da diferença entre o índice de vazios inicial e o seu valor no estado crítico. Este aumento de resistência é designado simplesmente por imbricamento em alguma literatura, o que não traduz nem ajuda à compreensão do fenómeno físico envolvido.

4 – ESTADO CRÍTICO E SUPERFÍCIE DE HVORSLEV

À semelhança da relação linear entre o índice de vazios e o logaritmo da tensão efetiva vertical obtida no ensaio edométrico numa condição normalmente consolidada, verificou-se experimentalmente que existe uma relação linear entre o índice de vazios no estado crítico e o logaritmo da tensão efetiva, como se mostra na Fig. 6d) e 8. A inclinação da relação linear é igual a C_c (índice de compressibilidade) ou λ , respectivamente, para a base logarítmica 10 ou natural sendo $\lambda = 0,434 \times C_c$. Verifica-se, em geral, que existe uma relação linear entre o índice de vazios e o logaritmo da tensão efetiva para valores de $K = \sigma'_3/\sigma'_1 = const$, Fig. 8. Os valores de $K = \sigma'_3/\sigma'_1 = const$ mais relevantes estão representados na Fig.8:

consolidação isotrópica - $K = 1,0$; $q/p' = 0,0$ ou ainda $t/s' = 0,0$;

consolidação edométrica - $K = K_0 = (1 - \text{sen}(\phi'))$; $(q/p') = [3 \cdot (1 - K_0)/(1 + 2 \cdot K_0)]$; ou ainda $(t/s') = [(1 - K_0)/(1 + K_0)]$; e

no estado crítico - $K = K_A = (1 - \text{sen}(\phi'))/(1 + \text{sen}(\phi'))$; $q/p' = M$; ou ainda $t/s' = (\text{sen}(\phi'))$.

A inclinação da reta de consolidação ou no estado crítico na relação semilogarítmica índice de vazios-tensão efetiva, C_c ou λ , é independente da relação de tensão que se adote: p' (tensão normal octaédrica); s' (tensão principal média) ou σ'_v (tensão principal vertical).

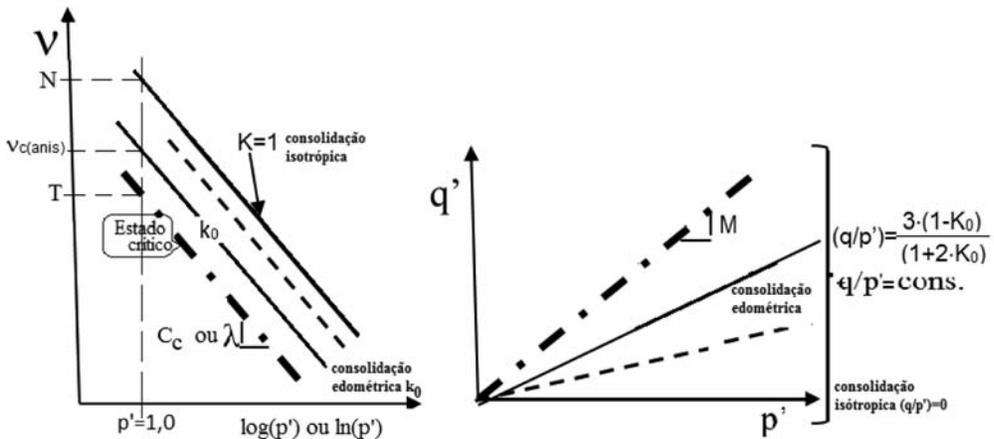


Fig. 8 – Linhas de consolidação isotrópica, edométrica e do estado crítico.

Em termos da tensão efetiva vertical σ'_v para um estado de tensão em repouso K_0 , numa condição normalmente consolidada, obtém-se:

$$e = e_{\sigma'_v=1} - C_c \cdot \log(\sigma'_v) \text{ ou } e = e_{\sigma'_v=1} - \lambda \cdot \ln(\sigma'_v) \text{ para } \frac{\sigma'_H}{\sigma'_V} = K_0 \quad (8)$$

Em termos da tensão média s' ou da tensão normal octaédrica p' para a consolidação isotrópica, edométrica e no estado crítico, obtêm-se as seguintes relações:

Tensão principal média $s' = 1/2(\sigma'_1 + \sigma'_3)$

Consolidação isotrópica

$v_e = v_{s=1} - \lambda \cdot \ln(s'_e)$ ou $v_e = v_{s=1} - C_c \cdot \log(s'_e)$

Tensão normal octaédrica $p' = 1/3(\sigma'_1 + 2 \times \sigma'_3)$

Consolidação isotrópica

$v_e = N - \lambda \cdot \ln(p'_e)$; $v_e = N - C_c \cdot \log(p'_e)$

Consolidação edométrica

$$v_{K_0} = v_{s'=1} - \lambda \cdot \ln(s'_{K_0}) \text{ ou } v_{K_0} = v_{s'=1} - C_c \cdot \log(s'_{K_0})$$

No estado crítico $t'_{ec} = s'_{ec} \cdot \text{sen}(\phi'_{ec})$

$$v_{ec} = v_{s'_{ec}=1} - \lambda \cdot \ln(s'_{ec}) \text{ ou } v_{ec} = v_{s'_{ec}=1} - C_c \cdot \log(s'_{ec})$$

Consolidação edométrica

$$v_{K_0} = v_{can} - \lambda \cdot \ln(p'_{K_0}); v_{K_0} = v_{can} - C_c \cdot \log(p'_{K_0})$$

No estado crítico $q_{ec} = M \cdot p'_{ec}$

$$v_{ec} = \Gamma - \lambda \cdot \ln(p'_{ec}) \text{ ou } v_{ec} = \Gamma - C_c \cdot \log(p'_{ec})$$

Hvorslev (1960) mostrou que a resistência ao corte pode ser dividida na contribuição de duas componentes, uma proporcional à tensão efetiva corrente, σ'_N , e a outra constante, função do índice de vazios e proporcional à tensão de consolidação equivalente, σ'_e , em que, $\sigma'_e = \sigma'_0 \cdot 10^{(e-e_0)C_c}$. (tensão na linha de compressão virgem para um determinado índice de vazios e). A envolvente dada na Fig. 9 apresenta a intersecção coesiva (c'_e), função do índice de vazios (e), e um ângulo de resistência ao corte efetivo ϕ'_e constante e independente do índice de vazios. A intersecção coesiva c'_e é constante para um determinado índice de vazios e igual a $\kappa \times \sigma'_e$. A resistência ao corte pode ser expressa por:

$$\tau = c'_e + \sigma'_N \cdot \text{tg}(\phi'_e) = k \cdot \sigma'_e + \sigma'_N \cdot \text{tg}(\phi'_e) \tag{9}$$

Normalizando em relação a σ'_e vem $\tau/\sigma'_e = k + \sigma'_N/\sigma'_e \cdot \text{tg}(\phi'_e)$.

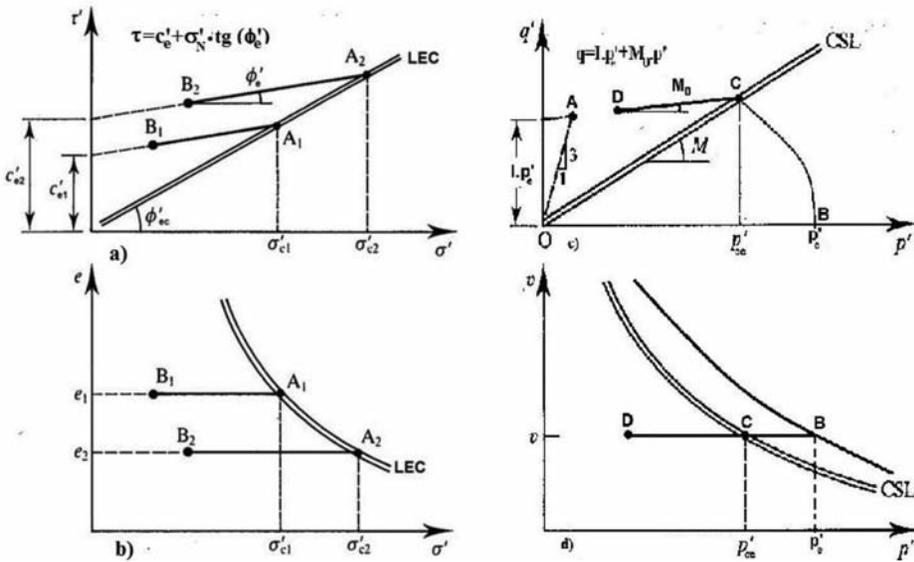


Fig. 9 – Superfície de Hvorslev para amostras sobreconsolidadas com inclinação ϕ'_e ou M_0 e com uma intersecção coesiva função do índice de vazios (ou do teor em água $w=e/G$) c'_e ; $I \cdot p'_e$.

A superfície de Hvorslev, para um dado índice de vazios, no sistema de eixos (p' ; q) pode ser dada pela relação (10) e (11), na qual a intersecção coesiva é expressa por $I \cdot p'_e$, representada na Fig. 9) c), em que p'_e é a tensão de consolidação equivalente.

$$q = I \cdot p'_e + M_0 \cdot p' \tag{10}$$

em que: $p'_e = e^{\left(\frac{v-N}{\lambda}\right)}$ tensão de consolidação equivalente para o índice de vazios (e).

Para $p' = p'_{ec}$, tem-se

$$q'_{ec} = M \cdot p'_{ec} = I \cdot p'_e + M_0 \cdot p'_{ec} \Rightarrow I = (M - M_0) \cdot \frac{p'_{ec}}{p'_e} = (M - M_0) \cdot e^{\frac{N-I}{\lambda}}$$

Normalizando em relação a p'_e vem $q'/p'_e = I + p'/p'_e \cdot M_0$. (11)

Na Fig.10b) representa-se a variação da intersecção coesiva com o teor em água (ou o índice de vazios $e=w \cdot G$) para uma amostra completamente saturada.

5 – INTERSECÇÃO COESIVA E DILATÂNCIA

A envolvente de rotura é não linear para baixos valores da tensão efetiva, Fig. 10a), curvando em direção à origem, provocando um decréscimo da resistência ao corte em relação à superfície de Hvorslev. A intersecção coesiva obtida pela regressão linear resulta do trabalho feito durante a expansão da amostra, tendendo para zero à medida que o estado de tensão normal tende para zero.

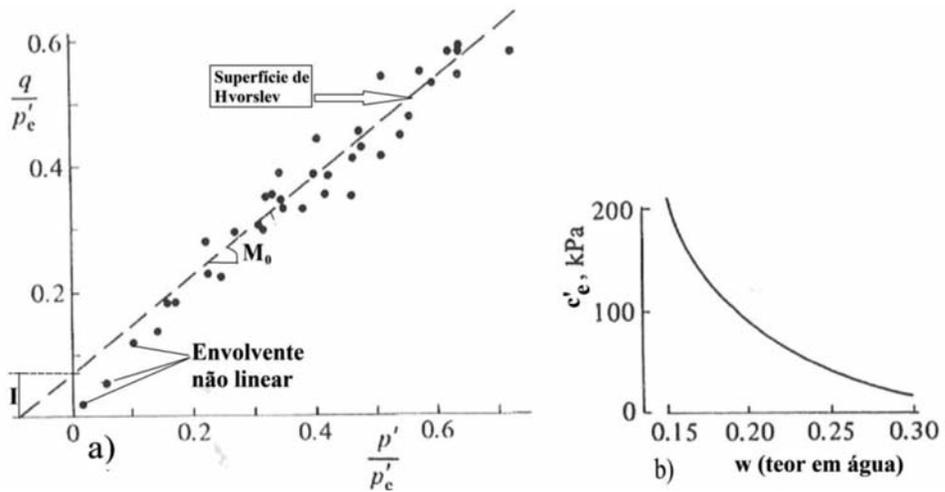


Fig. 10 – Resultados da argila de Londres: a) Envolvente de rotura não linear para pequenos valores de tensões efetivas; b) Variação da intersecção coesiva (c'_e) com o teor em água.

Para amostras normalmente consolidadas, num ensaio drenado de corte direto, tem-se $\sigma'_N = \sigma'_{ec} = \sigma'_e$, pelo que a expressão (9) toma a forma:

$$\tau = \sigma'_N \cdot [k + tg(\phi'_c)] = \sigma'_N \cdot [tg(\phi'_c)] \quad (12)$$

A Fig. 11 representa e identifica, as várias componentes das expressões (7), (9) e (12).

Sendo a coesão resultado do trabalho produzido na expansão da amostra, depende do produto ($\sigma'_N \cdot \dot{\epsilon}_N / \dot{\gamma}$), o qual tende a diminuir com o aumento da tensão efetiva, devido ao decréscimo da expansão $\dot{\epsilon}_N$ e com o decréscimo da tensão efetiva, sendo igual a zero quando a tensão normal efetiva for zero ou no estado crítico para o qual a expansão é nula, como se mostra na Fig. 12.

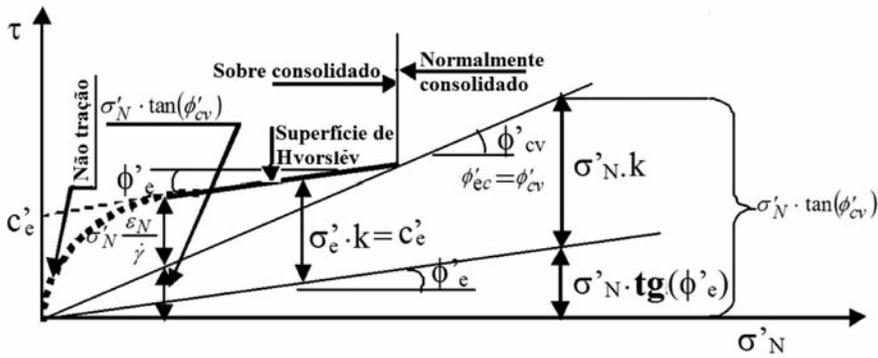


Fig. 11 – Resistência ao corte identificando-se as várias componentes, o efeito expansão e a superfície de Hvorslev.

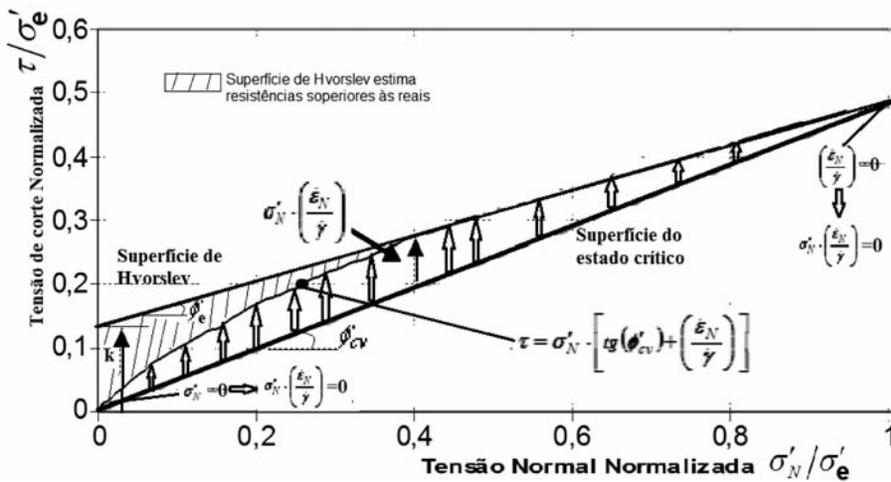


Fig. 12 – Influência da dilatância na não linearidade da envolvente de rotura.

A resistência ao corte máxima aumenta com a dilatância e esta aumenta com compacidade inicial da amostra em relação ao estado crítico, ou seja, com a variação de índice de vazios para atingir estado crítico. Na Fig. 13 a) e b) representa-se o comportamento de uma amostra submetida a um ensaio triaxial drenado de compressão com aumento da tensão média, para uma amostra normalmente consolidada (n/c), A, e outra sobreconsolidada (s/c), B. A amostra A (n/c) com um índice de vazios inicial superior ao crítico, durante o corte irá comprimir e tender para o estado crítico em W, observando um comportamento dúctil. A amostra B (s/c) tem um índice de vazios inicial inferior ao crítico, observa inicialmente uma compressão elástica, seguida de expansão para o estado crítico. No modelo do estado crítico a cedência coincide com a resistência máxima Y na superfície de Hvorslev. O comportamento dentro da superfície de Hvorslev é suposto ser elástico. No entanto, observa-se que a cedência tem lugar a uma tensão inferior à máxima, coincidindo esta com o ponto de máxima dilatância. No estado crítico a resistência ao corte permanece constante a volume constante.

Não sendo a coesão resultado de ligações cimentícias fortes entre as partículas, “coesão verdadeira”, o solo não resiste a esforços de tração e desta forma a resistência ao corte do solo será nula para tensão efetiva nula, passando a envolvente através da origem. Para o caso em que a

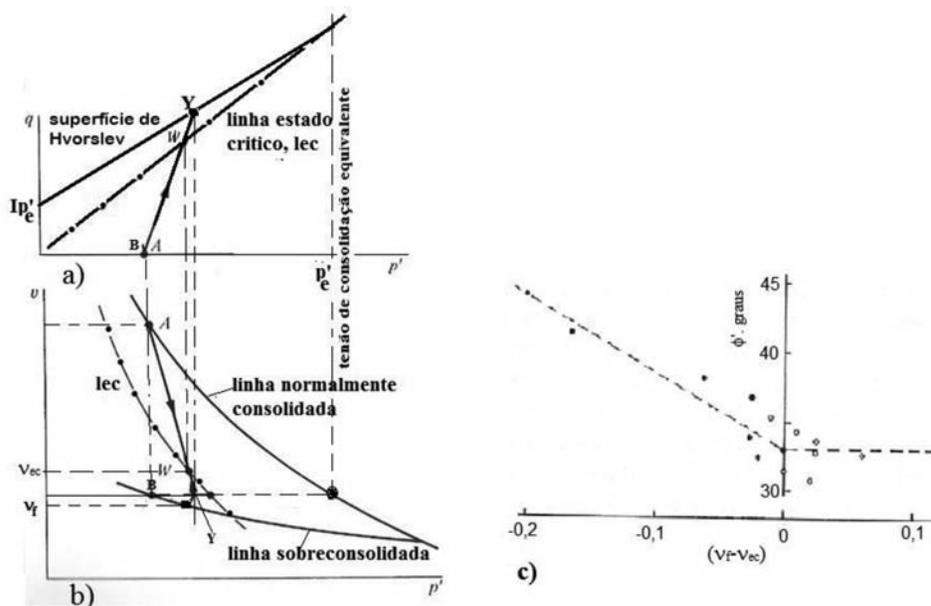


Fig. 13 – Resistência ao corte e variação de volume função da compacidade inicial. Variação de (ϕ') no pico em função da compacidade inicial em relação ao estado crítico, $(v_f - v_{ec})$.

coesão resulta do trabalho realizado na expansão do solo, a envolvente de pico será não linear e passará pela origem como se mostra na Fig. 12.

Os solos com ligações cimentícias fortes apresentam uma coesão verdadeira, cujo valor se pode admitir da ordem de metade da resistência à tração do solo, ou seja, o raio do círculo de Mohr num ensaio de tração, uma vez que a tensão de compressão é nula. Teles (2013) obteve, para os solos moles quimicamente estabilizados com cimento Portland, resistências à compressão não confinada cerca de seis a sete vezes superiores à resistência à tração. A resistência à compressão não confinada pode ser estimada considerando uma envolvente de rotura com uma coesão igual a metade da resistência à tração, um ângulo de resistência ao corte da ordem de 40° e uma tensão de confinamento, resistente à expansão horizontal pelo efeito de Poisson, mobilizada pela resistência à tração.

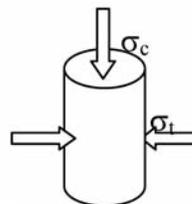
Assim, considerando:

σ_c – resistência à compressão não confinada do solo

σ_t – resistência à tração do solo

c' – coesão igual a metade da resistência à tração $= \sigma'_t / 2$

ϕ' – ângulo de resistência ao corte do solo



num ensaio de compressão não confinado a resistência à tração do solo funcionará como uma tensão de confinamento efetiva ($\sigma'_3 = \sigma_t$) da amostra, pelo que:

$$\sigma'_c - \sigma'_t = (\sigma'_c + \sigma'_t) \cdot \text{sen}(\phi') + 2 \cdot c' \cdot \text{cos}(\phi')$$

Simplificando a expressão acima e substituindo $c' = \sigma_t / 2$, a razão entre a resistência à compressão e de tração é função do ângulo de resistência ao corte ϕ' :

$$\frac{\sigma'_c}{\sigma'_t} = \frac{1 + \text{sen}(\phi') + \text{cos}(\phi')}{1 - \text{sen}(\phi')} \quad (13)$$

Adotando um valor $\phi' = 40^\circ$, tem-se $\sigma'_c / \sigma'_t = 6,7$, o que está de acordo com os valores obtidos por Teles (2013).

Nos ensaios triaxiais não é possível aplicar tensões de tração, o que se traduz na existência de uma linha limite para os estados de tensão possíveis e impossíveis definida por $q/p' = 3$ ou $t/s' = 1$. Para a representação $\tau - \sigma'_N$, o conjunto de pontos $(\tau/\sigma)_{\max}$ definidos pela tangente entre o círculo de Mohr com $\sigma'_3 = 0$ e a envolvente de rotura $\{\tau = c' + \sigma'_N \cdot \tan(\phi')\}$, formam uma reta cujo declive é $1 : [(1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')]^{1/2}$, como se mostra na Fig. 14. A área acima desta reta será uma zona impossível existir pelo facto da tensão mínima não poder ser inferior a zero.

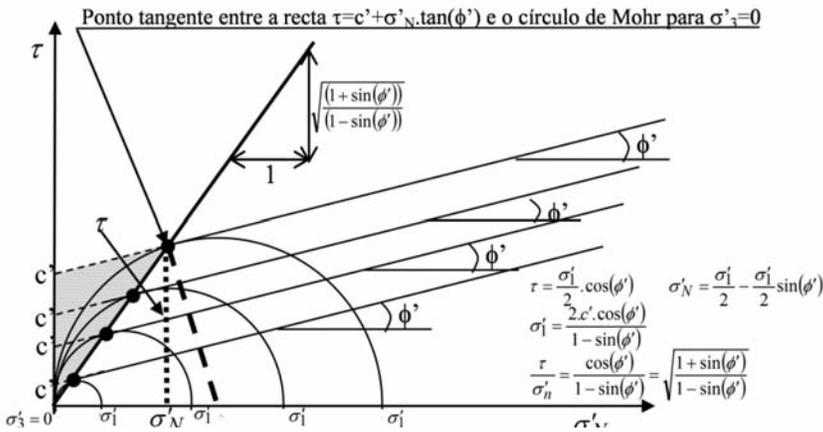


Fig. 14 – Variação da coesão na condição de o solo não resistir à tração.

A Fig. 15 representa as envolturas a volume constante ou intrínsecas e as correspondentes ao pico para os dois horizontes ensaiados correspondentes ao saprólito granítico da Guarda: o Horizonte I mais superficial, entre 0 e 4 metros, e o Horizonte II mais profundo, entre 4 e 7 metros. O Quadro 2 mostra a variação dos parâmetros de resistência ao corte (c' ; ϕ') para vários níveis de tensão (Rodrigues e Lemos, 2010).

Verifica-se uma tendência para a diminuição da intersecção coesiva e aumento do ângulo de resistência ao corte de pico à medida que o nível de tensão normal diminui, originando uma envolvente não linear passando pela origem. A coesão é uma componente estrutural volumétrica resultante do trabalho produzido na expansão da amostra e não de ligações cimentícias verdadeiras entre as partículas. As ligações cimentícias que possam existir são fracas e serão completamente destruídas para os níveis de deformação para os quais se obtêm as resistências máximas nestes solos, 1% a 2%. De notar que as resistências de pico coincidem com o ponto de máxima dilatância das amostras.

Quadro 2 – Variação de (c' ; ϕ') com o nível de tensão normal (Rodrigues e Lemos, 2010).

Prof. (m)	$p' = 0 - 150$ kPa		$p' = 0 - 300$ kPa		$p' = 300 - 1000$ kPa		Todos os valores de p'	
	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
0 - 4	4	42,4	8	39,3	41	33,9	16	35,8
4 - 7	9	43,4	10	42,7	79	33,0	24	37,1

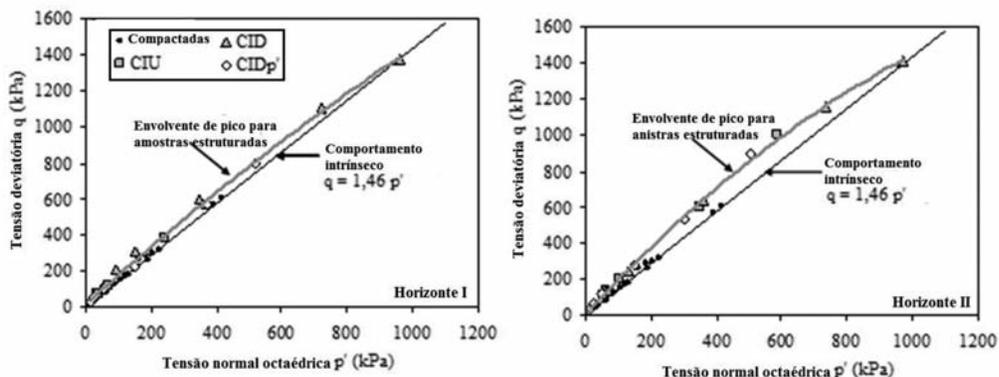


Fig. 15 – Envolventes de pico e a volume constante para os dois horizontes ensaiados.

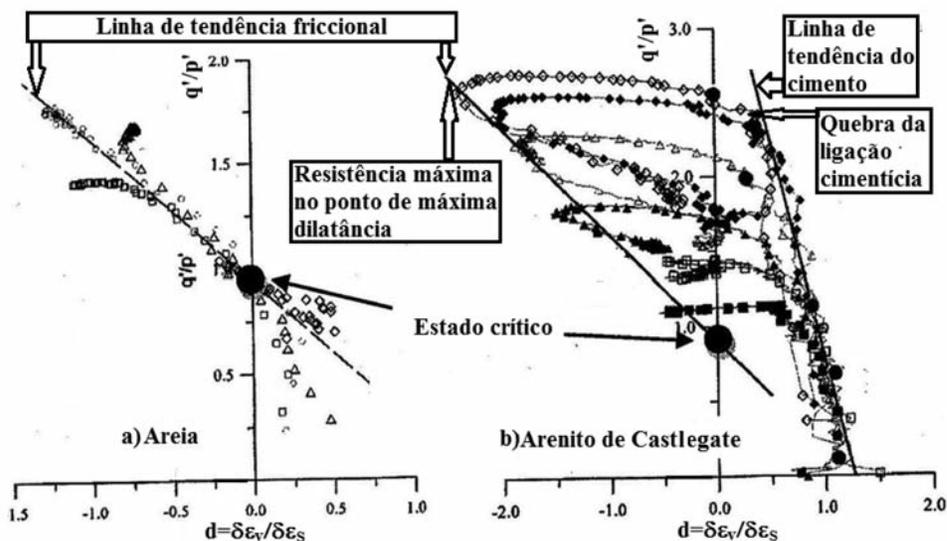


Fig. 16 – Comportamento dilatância ($d = \delta\epsilon_v / \delta\epsilon_s$)-razão de tensões (q/p') em solos não cimentados a) e cimentados b). Adaptado de Coop e Wilson, 2003.

No caso da componente coesiva resultar de ligações interparticulares fortes, a cedência e a resistência de pico poderão ser controladas por estas, observando-se uma rotura frágil. A dilatância poderá, eventualmente, influenciar a resistência ao corte com a mobilização de novo pico inferior ao anterior. As deformações para o pico são reduzidas e o comportamento tensão-deformação elástico. Na Fig. 16 apresentam-se os resultados do arenito de Castlegate e de uma areia. O comportamento do saprólito da Guarda é idêntico ao da areia, o que mostra um comportamento friccional em que o pico resulta do trabalho de expansão da amostra. Na Fig. 16 exemplifica-se o comportamento para um material com ligações cimentícias moderadas, que apresenta um comportamento elástico inicial, com diminuição de volume, verificando-se a cedência com a quebra das ligações cimentícias. Após a cedência verifica-se um reduzido aumento de resistência mostrando a amostra uma tendência crescente de expansão, coincidindo o ponto de máxima expansão com a resistência máxima, a qual é superior à tensão de cedência das ligações cimentícias.

Na análise da estabilidade de obras com níveis de tensões normais baixas, a resistência ao corte adoptada com base na envolvente linear (c' ; σ') representará valores superiores aos reais e por isso do lado da insegurança, Fig. 12. Obras de terra nesta situação são por exemplo: taludes, muros de suporte e aterros. Nestas circunstâncias deverá adoptar-se um valor de coesão nula na avaliação da estabilidade destas obras. Esta situação é ainda reforçada com a promoção da rotura progressiva em elementos de solo sujeitos a trajectórias de tensão de compressão com diminuição da tensão normal média, para as quais a rotura é atingida para pequenas deformações. Em obras com um estado de tensão de confinamento elevado, a envolvente (c' ; ϕ') pode ser usada, uma vez que o estado de tensão do solo coincide com a parte linear da envolvente.

6 – RESISTÊNCIA AO CORTE NÃO DRENADA

A resistência ao corte em termos das tensões efetivas necessita do conhecimento da pressão intersticial, a qual numa condição drenada é conhecida ou pela posição do nível freático numa condição hidrostática ou pela rede de percolação em regime permanente. Numa condição não drenada o conhecimento da pressão da água nos poros é difícil. No entanto, numa condição de completa saturação, não há variação do índice de vazios, e , em consequência, do teor em água, e a resistência ao corte permanece constante durante o carregamento e igual a c_u , Fig. 2. Este comportamento puramente coesivo (c_u) só é possível em solos com uma baixa permeabilidade, como é o caso dos solos argilosos. A designação de solo coesivo, usado para as argilas, tem a ver com a possibilidade de terem um comportamento não drenado e não por possuírem coesão em termos de tensões efetivas, o que como foi demonstrado só é possível quando as partículas se encontrarem agregadas por um cimento forte que confere resistência à tração.

A condição não drenada implica, que o solo tenha uma baixa permeabilidade ou que a velocidade de carregamento seja extremamente elevada, como é o caso do carregamento dinâmico em sismos. Para a permeabilidade ser baixa a quantidade de partículas argilosas deverá ser suficiente para preencher os vazios da fase granular e assim condicionar a permeabilidade do solo. A percentagem das partículas de argila (C%) necessária para preencher os vazios pode ser relacionada com a porosidade da fase granular (n_g) (areia e silte), a porosidade da fase argilosa (n_c) e as densidades das partículas granulares (G_g) e argilosas (G_c), através da seguinte expressão:

$$C\% = \frac{1}{1 + \frac{1 - n_g}{n_g \cdot (1 - n_c)} \cdot \frac{G_g}{G_c}} \times 100, \quad (14)$$

$$\text{para : } n_g = 0,23; n_c = 0,48; G_g = 2,6 \text{ e } G_c = 2,7 \Rightarrow C = 14\%$$

Uma percentagem de partículas de argila da ordem de 15% é suficiente para preencher os vazios da fase granular (areia e silte), sendo assim a permeabilidade totalmente controlada pela fração argilosa. O controlo da resistência ao corte residual pela fração argilosa necessita de percentagens superiores a 50%, embora a sua influência se comece a fazer sentir para percentagens da fração argilosa superiores a 10%, Fig. 7. A resistência ao corte começa a ser influenciada pelas partículas de argila, formando pontes entre os contatos das partículas granulares, aumentando o índice de vazios granular.

Os solos argilosos levemente sobreconsolidados, apresentam uma compressibilidade muito baixa, do que resulta um elevado coeficiente de consolidação [$c_v = k/(m_v \cdot \gamma_w)$]. A curva índice de vazios-tensão efetiva ($e-\sigma'_v$) é quase horizontal no momento da inversão do carregamento para solos levemente sobreconsolidados, Fig. 22 a) e b). Assim apresentam um comportamento quase

drenado, principalmente, no momento da inversão do carregamento pelo facto da dissipação do excesso das pressões intersticiais necessitar de variações de volume extremamente reduzidas.

A resistência ao corte não drenada em solos moles ou recentes normalmente consolidados é condicionante na estabilidade de aterros. A análise de estabilidade pode ser feita em termos das tensões totais (c_u). A resistência ao corte não drenada c_u é um parâmetro extremamente difícil de obter, principalmente em solos moles de elevada sensibilidade, pois é altamente dependente da qualidade da amostragem, da história das tensões, da trajetória das tensões para a rotura, da rotação das tensões principais, da anisotropia e da velocidade de corte. A resistência ao corte não drenada pode ser obtida a partir de ensaios laboratoriais e de campo ou a partir de relações empíricas e dos índices físicos, Fig. 4. As vantagens e desvantagens dos ensaios de laboratório em relação aos ensaios de campo resumem-se no Quadro 3.

Quadro 3 – Vantagens e desvantagens dos ensaios de laboratório e de campo.

Ensaio de Laboratório		Ensaio de Campo	
Vantagens	Desvantagens	Vantagens	Desvantagens
<ul style="list-style-type: none"> • Condições de fronteira bem definidas • Condições de drenagem controladas • Trajetórias de tensões conhecidas • Velocidades de deformação controladas • Solos ensaiados identificados 	<ul style="list-style-type: none"> • Solos argilosos-perturbação das amostras • Solos arenosos-colheita da amostra quase impossível • Volume das amostras ensaiadas pequeno em relação ao volume do maciço interessado 	<ul style="list-style-type: none"> • Podem ser executados em solos de difícil amostragem • Ensaios realizados em ambiente natural • Volume das amostras ensaiadas maiores do que em laboratório • Para alguns ensaios de penetração a informação é contínua 	<ul style="list-style-type: none"> • Condições de fronteira mal definidas • Condições de drenagem mal definidas e não controladas (a medição da pressão intersticial pode ajudar) • Campo de tensões e deformações não uniforme • Velocidades de deformação elevadas • Solo ensaiado não identificado • Modos de deformação diferentes dos observados em estruturas reais • Grau de perturbação desconhecido

7 – RESISTÊNCIA AO CORTE NÃO DRENADA FUNÇÃO DA TENSÃO EFETIVA E DO TEOR EM ÁGUA

A resistência ao corte não drenada c_u , é em primeiro lugar condicionada pelos parâmetros da resistência ao corte em termos de tensões efetivas e pelo valor da tensão efetiva na rotura, partindo da relação de Mohr-Coulomb em termos das tensões principais efetivas, equação (3).

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u \right) \cdot \text{sen}(\phi') + c' \cos(\phi')$$

Rearranjando a expressão acima, obtém-se:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} [1 - \text{sen}(\phi')] = \{\sigma_3 - u\} \text{sen}(\phi') + c' \cos(\phi') \quad (15)$$

A pressão da água nos poros no momento da rotura será igual à soma da pressão da água nos poros no fim da consolidação (u_0) com a pressão da água nos poros gerada durante o corte (Δu). A pressão da água nos poros gerada numa condição não drenada para uma determinada variação da tensão total foi proposta por Skempton, a partir de ensaios triaxiais de compressão com aumento da tensão média com a tensão radial constante: $\Delta u = B [\Delta\sigma_3 + A_f \cdot (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$, em que B e A_f são os parâmetros da pressão da água nos poros de Skempton. Para solos completamente saturados o parâmetro B=1. Skempton realizou ensaios triaxiais de compressão não drenados em duas fases:

1ª fase: compressão isotrópica - $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = \Delta\sigma_R$; $(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) = 0 \Rightarrow \Delta u = B \cdot \Delta\sigma_R$

2ª fase: corte em compressão não drenada - $\Delta\sigma_3 = 0$; $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_a \Rightarrow \Delta u = A_f \cdot \Delta\sigma_a$

A primeira fase destinava-se a garantir a saturação da amostra através do valor do parâmetro $B > 0,95$, e a segunda fase a avaliar o parâmetro A_f na rotura.

Considere-se uma amostra consolidada anisotropicamente com uma razão constante de $k = \sigma'_H / \sigma'_v$ e que o parâmetro A é conhecido para esta situação. O parâmetro A é função do estado de tensão inicial, da trajetória das tensões e varia com a magnitude das tensões de corte.

Substituindo na expressão (15) o valor da pressão intersticial e rearranjando a expressão, obtém-se para a resistência ao corte não drenada c_u :

$$c_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{[k + A \cdot (1 - k)] \text{sen}(\phi')}{1 + (2A - 1) \text{sen}(\phi')} \sigma'_{vc} + \frac{c' \cos(\phi')}{1 + (2A - 1) \text{sen}(\phi')} \quad (16)$$

em que σ'_{vc} é a tensão vertical de consolidação.

Considerem-se as constantes $C_1 = \frac{[k + A(1 - k)] \text{sen}(\phi')}{1 + (2A - 1) \text{sen}(\phi')}$, e $C_2 = \frac{c' \cos(\phi')}{1 + (2A - 1) \text{sen}(\phi')}$

A expressão (16) toma a forma:

$$c_u = C_1 \sigma'_{vc} + C_2 \quad (17)$$

Para um solo, a coesão c' é igual a zero e $C_2 = 0$. A tensão vertical de consolidação é função do índice de vazios (e), Fig.17a):

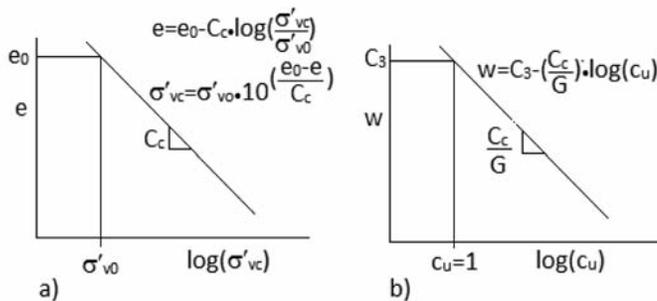


Fig. 17- a) Variação do índice de vazios, e, com a tensão efetiva vertical, σ'_{vc} .
b) Variação do teor em água, w, com a resistência ao corte não drenada, c_u .

Substituindo $\sigma'_{vc} = \sigma'_{v0} 10^{\frac{e_0 - e}{C_c}}$ na expressão (17), obtém-se,

$$c_u = C_1 \sigma'_{v0} 10^{\frac{e_0 - e}{C_c}} \quad (18)$$

Aplicando logaritmos a ambos os membros da equação

$$\log c_u = \log(C_1 \sigma'_{v0}) + \frac{e_0 - e}{C_c}$$

$$e = \{e_0 + C_c \log(C_1 \sigma'_{v0})\} - C_c \log c_u$$

mas: $e = w \cdot G$ num solo completamente saturado,

$$w = \frac{e_0 + C_c \log(C_1 \sigma'_{v0})}{G} - \frac{C_c}{G} \log c_u$$

considerando $C_3 = \frac{e_0 + C_c \log(C_1 \sigma'_{v0})}{G}$

$$w = C_3 - \frac{C_c}{G} \cdot \log c_u \quad (19)$$

Conclui-se que o logaritmo da resistência ao corte varia linearmente com o teor em água, como se mostra na Fig.17b).

Para o teor em água correspondente ao limite de plasticidade, tem-se: $w_p = C_3 - \frac{C_c}{G} \log c_{uvp}$

Para o teor em água correspondente ao limite de liquidez, tem-se: $w_L = C_3 - \frac{C_c}{G} \log c_{uvL}$

Assim o índice de plasticidade é igual a:

$$IP = w_L - w_p = C_3 - \frac{C_c}{G} \log c_{uvL} - C_3 + \frac{C_c}{G} \log c_{uvp} = \frac{C_c}{G} \log \frac{c_{uvp}}{c_{uvL}}$$

É geralmente aceite que a resistência ao corte correspondente ao teor em água no limite de plasticidade é cem vezes superior ao do limite de liquidez

$$c_{uvp} \approx 100 \cdot c_{uvL} \Rightarrow IP = \frac{C_c}{G} \times 2 \Rightarrow C_c = \frac{G \cdot IP}{2} \quad (20)$$

O índice de liquidez é igual a $IL = \frac{w - w_p}{w_L - w_p}$

Substituindo w , w_L e w_p na equação de IL obtém-se:

$$IL = \frac{\log \frac{c_{uvp}}{c_u}}{\log \frac{c_{uvp}}{c_{uvL}}}$$

Considerando que $c_{uvp} = 100 \cdot c_{uvL}$, obtém-se:

$$2IL = \log \frac{c_{uvp}}{c_u} \Rightarrow \frac{c_{uvp}}{c_u} = 10^{2IL} \Rightarrow c_u = c_{uvp} 10^{(-2IL)}$$

Considerando, que c_u para o limite de plasticidade é aproximadamente igual a 170 kPa obtém-se a expressão de Wood e Wroth (1978).

$$c_u = 170 \times e^{-4,6IL} \quad (21)$$

Na Fig.18b) representa-se a traço mais grosso a expressão (21) e compara-se com os resultados de alguns solos e referidos na literatura. Os valores obtidos pela expressão (21) estão bem enquadrados pelos valores reportados na literatura.

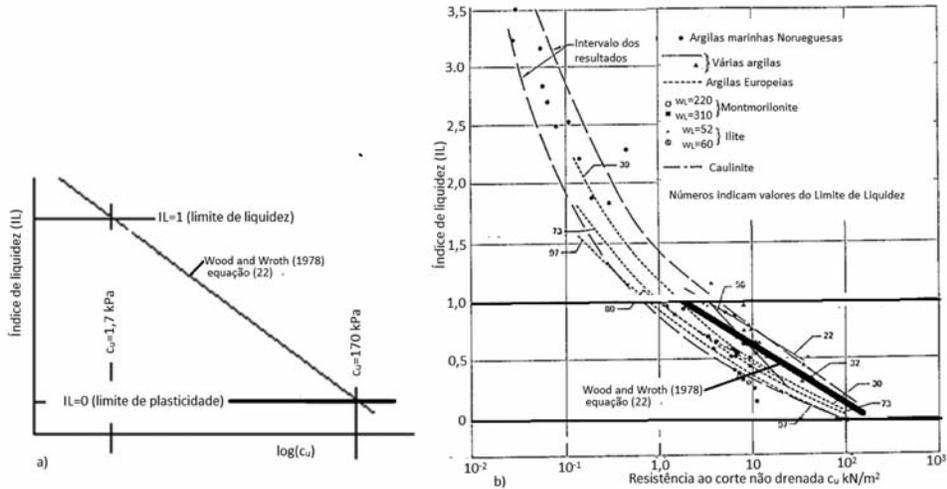


Fig. 18 – Variação da resistência ao corte não drenada com o Índice de Liquidez.

A partir da teoria do estado crítico,

$$\begin{aligned}
 v_{ec} &= \Gamma - \lambda \cdot \ln(p'_{ec}) \\
 q_{ec} &= M \cdot p'_{ec} \\
 c_u &= \frac{q_{ec}}{2} = \frac{M}{2} \cdot p'_{ec}
 \end{aligned}$$

Para uma condição não drenada e saturada $v = \text{constante}$

$$\begin{aligned}
 v_{ec} &= \Gamma - \lambda \cdot \ln(p'_{ec}) = v_e = N - \lambda \cdot \ln(p'_e), \text{ donde} \\
 p'_{ec} &= p'_e \cdot e^{\frac{\Gamma - N}{\lambda}} \\
 c_u &= \frac{M}{2} \cdot e^{\frac{\Gamma - N}{\lambda}} \cdot p'_e, \text{ em que } p'_e = \frac{\sigma'_1 + 2 \cdot \sigma'_3}{3}
 \end{aligned}$$

$$\text{Consolidação anisotrópica com } k = \text{const} = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} = \frac{\sigma'_{1H}}{\sigma'_{1Vc}} \Rightarrow p'_e = \frac{1 + 2 \cdot k}{3} \cdot \sigma'_{1Vc}$$

$$c_u = \frac{M}{2} \cdot e^{\frac{\Gamma - N}{\lambda}} \cdot \frac{1 + 2 \cdot k}{3} \cdot \sigma'_{1Vc} \tag{22}$$

Comparando esta expressão com a expressão (16) deduzida acima, para $c' = 0$:

$$c_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{[k + A \cdot (1 - k)] \text{sen}(\phi')}{1 + (2 \cdot A - 1) \text{sen}(\phi')} \sigma'_{1Vc}$$

Verifica-se que o parâmetro A é função da compressibilidade do solo. Em ambas expressões os parâmetros N e A referem-se à consolidação isotrópica e corte em compressão com aumento da

tensão média. O parâmetro A_r deve ser usado com muito cuidado, pois os valores do parâmetro A_r de Skempton referidos em geral na bibliografia foram determinados para rotura a partir de ensaios triaxiais de compressão com aumento da tensão média consolidados isotropicamente. Assim, o valor de A_r , mesmo para solos normalmente consolidados, depende do estado inicial e da trajetória das tensões para a rotura, que condicionam as deformações plásticas e a geração das pressões intersticiais.

8 – PARÂMETRO A PARA UM MATERIAL ELÁSTICO E ISOTRÓPICO

O comportamento do solo dentro da superfície de cedência ou do estado limite é suposto ser elástico, em geral nos modelos elasto-plásticos.

Num material com um comportamento elástico e isotrópico, só há variação de volume se houver variação da tensão normal octaédrica em termos de tensões efetivas.

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta \sigma'_{oct}}{K'} = \frac{\Delta p'}{K'}, \text{ para que } \Delta V=0 \text{ e como } k' = \frac{3 \cdot (1-2 \cdot \nu')}{E'} \text{ não é zero, implica } \Delta p'=0$$

$$\Delta p' = \frac{\Delta \sigma'_1 + \Delta \sigma'_2 + \Delta \sigma'_3}{3} = \frac{(\Delta \sigma_1 - \Delta u) + (\Delta \sigma_2 - \Delta u) + (\Delta \sigma_3 - \Delta u)}{3} = 0$$

$$\Delta u = \frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3}{3}$$

$$\text{Pela expressão de Skempton tem-se } \Delta u = B \{ \Delta \sigma_3 + A \cdot (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \}$$

Para uma amostra completamente saturada $B=1$

Compressão triaxial

$$\Delta \sigma_2 = \Delta \sigma_3$$

$$\Delta u = \frac{1}{3} (\Delta \sigma_1 + 2 \cdot \Delta \sigma_3 + (\Delta \sigma_3 - \Delta \sigma_3)) \Rightarrow \Delta u = \Delta \sigma_3 + \frac{1}{3} (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \rightarrow A = \frac{1}{3}$$

Deformação plana

$$\partial \varepsilon_2 = 0 = \frac{1}{E_u} (\Delta \sigma_2 - \nu_u \cdot \Delta \sigma_1 - \nu_u \cdot \Delta \sigma_3) = 0$$

$$\Delta \sigma_2 = \nu_u \cdot (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_3) = \frac{1}{2} (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_3)$$

Uma vez que $\nu_u = 1/2$, numa condição não drenada

$$\Delta u = \frac{1}{3} \left(\Delta \sigma_1 + \frac{1}{2} (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_3) + \Delta \sigma_3 \right)$$

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + \frac{1}{2} \cdot (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \rightarrow A = \frac{1}{2}$$

Para um material elástico e isotrópico, o parâmetro A é constante durante o carregamento não drenado, mas depende do tipo de carregamento: é igual a $1/3$ para um carregamento triaxial de compressão e igual a $1/2$ para um carregamento de deformação plana.

Na Fig. 19 representa-se a trajetória de tensões efetivas função do parâmetro A para os sistemas de eixos $p; q$ e $s; t$. Na representação $(p; q)$, $[\frac{1}{3}(\sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3); (\sigma_1 - \sigma_3)]$ a trajetória de tensões efetivas é vertical quando $A = 1/3$, pelo que será a indicada para representar os resultados de ensaios triaxiais, e a representação $(s; t)$, $[1/2(\sigma_1 + \sigma_3); 1/2(\sigma_1 - \sigma_3)]$ a indicada para representar ensaios de deformação plana, uma vez que a trajetória de tensões efetivas para $A = 1/2$ é vertical, Fig. 19.

A trajetória das tensões efetivas num ensaio triaxial de compressão com aumento da tensão média com um parâmetro A constante é dado pelas seguintes relações para os sistemas de eixos $(p; q)$ e $(s; t)$ como se representa na Fig. 19.

Sistema de eixos (p;q) ; $\frac{\Delta q'}{\Delta p'} = \frac{3}{1-3 \cdot A}$; Sistema de eixos (t;s) $\frac{\Delta t'}{\Delta s'} = \frac{1}{1-2 \cdot A}$

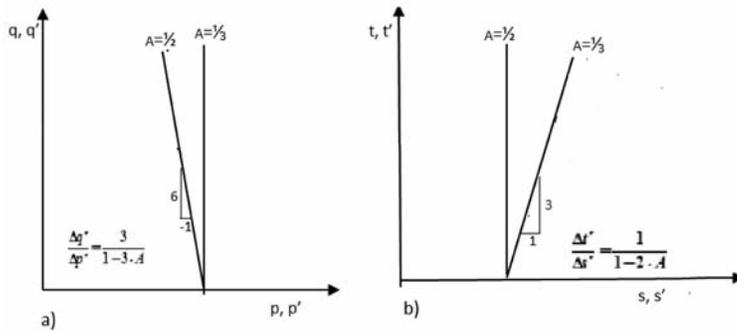


Fig. 19 – Trajetória de tensões efetivas para o comportamento elástico triaxial de compressão $A=1/3$ e deformação plana $A=1/2$: a) representação (p;q); b) representação (s;t).

O princípio do estado crítico estabelece uma relação única entre o estado de tensão e o índice de vazios. Para o comportamento não drenado com a amostra completamente saturada o índice de vazios permanece constante, pelo que a trajetória de tensões efetivas ($B'C'$) é imposta, Fig. 20b), e independente da trajetória das tensões totais de compressão com diminuição da tensão média (BC_d), com tensão média constante (BC_s) ou com aumento da tensão média (BC_a), como se ilustra na Fig. 20.

O parâmetro A_r na rotura de Skempton obtém-se normalmente através de ensaios de compressão com aumento da tensão média (BC_a), como se ilustra na Fig.20a). Assim o estado de tensão em termos da tensão efetiva obtido para a trajetória de tensões de compressão com aumento da tensão média (BC_a) permanece constante e independente da trajetória das tensões totais (BC_d) ou (BC_s).

9 – RESISTÊNCIA AO CORTE NÃO DRENADA DETERMINADA COM BASE EM ENSAIOS DE LABORATÓRIO E DE CAMPO

Nos ensaios de laboratório, o principal inconveniente é a amostragem, principalmente em solos moles sensíveis e solos estruturados agregados. Nos solos estruturados e cimentados, a extração da amostra, fazendo variar a tensão total para zero, é suficiente para destruir as ligações cimentícias (Alvarado *et al.*, 2012; Rodrigues, 2003; Rodrigues e Lemos, 2003), conservando, no entanto, a estrutura do solo. Rodrigues (2003) observou que a técnica de preparação das amostras é determinante na destruição das ligações cimentícias. Solos moles sensíveis com um comportamento metastável, devido a ligações entre as partículas, como é o caso das “Quick clays”, formam depósitos homogêneos de estrutura aberta e floculada com elevados índices de vazios depositados em ambiente marinho e submetidos a um processo de lixiviação após levantamento geostático. Nesses solos a determinação da resistência ao corte não drenada só é possível utilizando sofisticados processos de amostragem de blocos, como o de Sherbrook ou de Laval (Lefebvre e Poulin, 1979; La Rochelle *et al.*, 1981), utilizando elaborados métodos de ensaio, como o NGI-ADP. Neste método a amostra intacta é reconsolidada para o estado de tensão “in situ” sem cruzar a superfície de estados limite, e submetida ao corte com trajetórias de tensão para a rotura idênticas às verificadas no carregamento real. As trajetórias de tensão numa obra são bastante diversas, pelo que a resistência ao corte não drenada pode ser determinada pela média dos valores obtidos através de ensaios triaxiais de compressão, de corte simples e de triaxial de extensão, Fig. 24b).

- TC - Compressão triaxial ($\alpha=0^\circ$; $b=0$)
- TE - Extensão triaxial ($\alpha=90^\circ$; $b=1$)
- PS - Deformação plana ($b=0,3$ a $0,5$)
 - C - de compressão $\alpha=0$
 - E - de extensão $\alpha=90$
- DSS - Corte Simples ($\alpha=45^\circ$; $b=0,3$ a $0,5$)

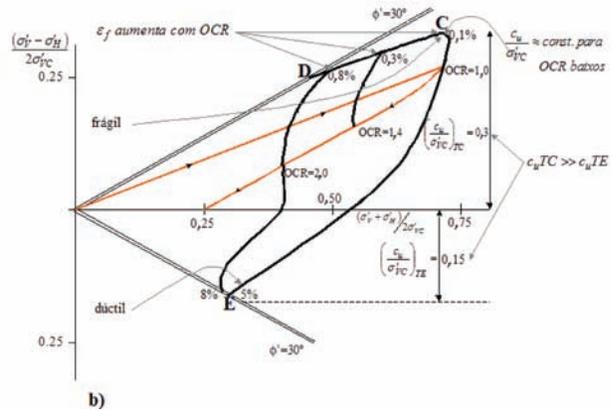
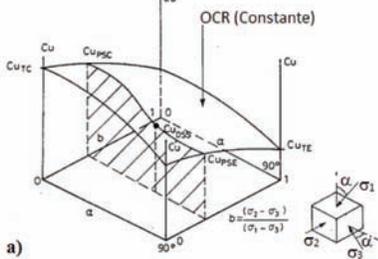


Fig. 21 – a) Efeito da rotação das tensões principais e do valor da tensão principal intermédia na resistência ao corte não drenada. b) Comportamento não drenado e resistência ao corte não drenada no ensaio triaxial de compressão e extensão. (Jardine e Hight, 1987).

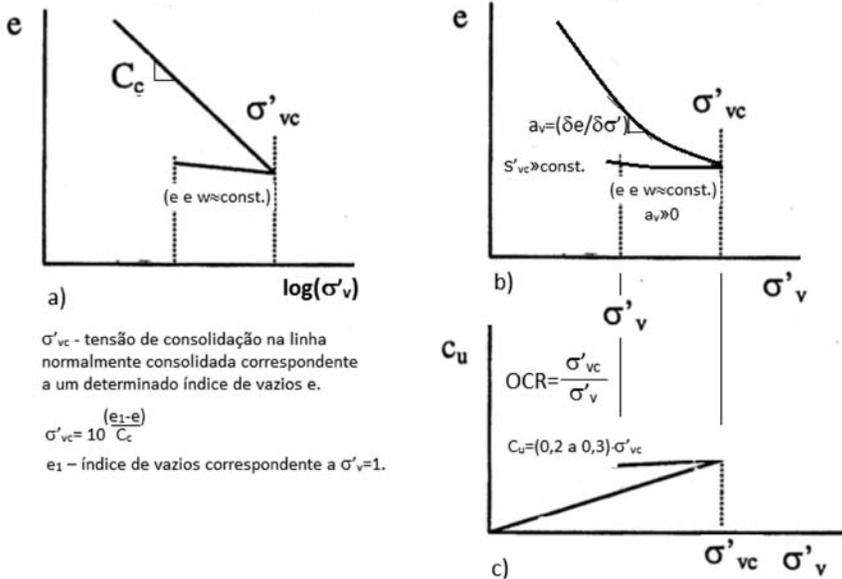


Fig. 22 – Variação da resistência ao corte não drenada para $OCR < 2$.

v) No comportamento não drenado em extensão, a ruptura é atingida para deformações elevadas (da ordem de 5%), é dúctil e a ruptura não drenada é coincidente com a ruptura em termos da tensão efetiva (E), ou seja o valor máximo de q e q/p' coincidem.

Os solos recentes não estruturados, como é o caso da maioria dos solos moles portugueses deltaicos ou estuarinos, têm um comportamento normalizável, pelo que se pode utilizar o método de trajetória das tensões de SHANSEP a partir de amostras reconstituídas ou seriamente perturbadas. A amostra é reconsolidada para um estado de tensão cerca de duas vezes e meia a observada no local, mas seguindo a mesma história de tensões observada na formação do solo, ou seja o mesmo grau de sobreconsolidação. Coelho (2000) e Correia (2011), a partir de amostras

reconstituídas, obtiveram o comportamento normalizado dos solos moles do Baixo Mondego, Fig. 23. Como se mostra na figura, o comportamento frágil não drenado característico de ensaios de compressão em amostras consolidadas anisotropicamente só é possível obter em ensaios com deformação controlada. Em ensaios com tensão controlada verifica-se um aumento da diferença entre a tensão aplicada e a resistente com um esmagamento da amostra, o que não permite obter a curva tensão-deformação após o pico.

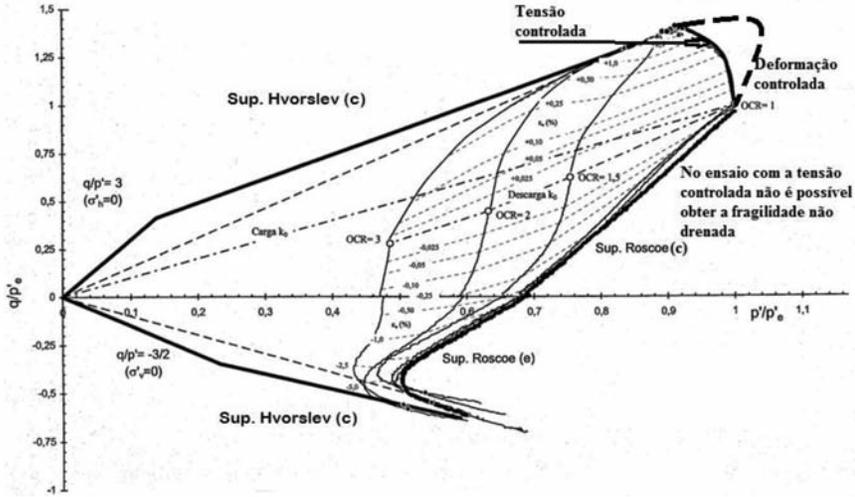


Fig. 23 – Comportamento normalizado dos solos moles do Baixo Mondego.

A resistência ao corte não drenada obtida através de retroanálise de roturas é apresentada na Fig. 24, função do índice de plasticidade IP, normalizada em relação à tensão efetiva vertical de consolidação virgem, σ'_{vc} . A razão entre a resistência ao corte não drenada e a tensão efetiva vertical de consolidação (c_u/σ'_{vc}), apresenta valores entre 0,2 e 0,3 para índices de plasticidade que variam entre 0% e 100%. Na mesma figura estes valores são comparados com os obtidos em vários ensaios laboratoriais. A média obtida para os ensaios triaxiais de compressão, extensão e de corte simples aproxima-se dos valores obtidos por retroanálise de roturas.

A resistência ao corte não drenada pode igualmente ser obtida através de ensaios de campo de corte rotativo (molinete) e do cone penetrómetro estático (CPT). No Quadro 3 apresentam-se as vantagens e desvantagens em relação aos ensaios de campo, entre as quais se salienta o desconhecimento do grau de perturbação e das velocidades de corte serem superiores às verificadas nas roturas reais. Bjerrum (1973) mostrou que os valores obtidos através destes ensaios eram, em geral, superiores aos verificados nas roturas no campo e deveriam ser corrigidos, para ter em conta o efeito da velocidade de corte, através de um coeficiente de correção μ , Fig. 25. O efeito da velocidade aumenta com a plasticidade do solo. O coeficiente de correção é superior a 1,0 para $IP < 20\%$, uma vez que, nestes casos, haverá alguma drenagem do solo durante o ensaio, ou seja, a velocidade de corte não garante a condição não drenada do ensaio.

Considerando que a resistência ao corte não drenada é uma função linear da tensão vertical normalmente consolidada σ'_{vc} , como demonstrado com as equações (17) ou (22), sabendo o valor do estado de tensão no ponto (σ'_v), e o grau de sobreconsolidação ($OCR = \sigma'_{vc}/\sigma'_v$) é possível conhecer a tensão de consolidação máxima $\sigma'_{vc} = \sigma'_v \cdot (OCR)$, e assim determinar a resistência ao corte não drenada, Fig. 22. Na Fig. 26 apresenta-se a razão entre a resistência ao corte não drenada e a tensão vertical normalmente consolidada σ'_{vc} , obtida através de ensaios de molinete, devidamente corrigida para ter em conta o efeito da velocidade. A tensão de pré-consolidação σ'_{vc}

foi obtida a partir do estado de tensão no local σ'_v multiplicada pelo grau de sobreconsolidação (OCR). Valores da razão (c_u/σ'_{vc}) da ordem de 0,2 a 0,25 foram obtidos para uma variação alargada de índices de plasticidade, como se mostra na Fig. 26d).

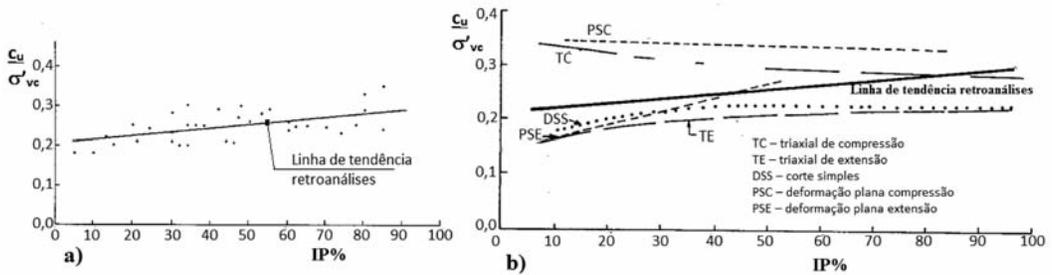


Fig. 24 – a) Linha de tendência (c_u/σ'_{vc}) em função do IP% obtida através da retroanálise de roturas reais. b) Comparação com vários ensaios laboratoriais.

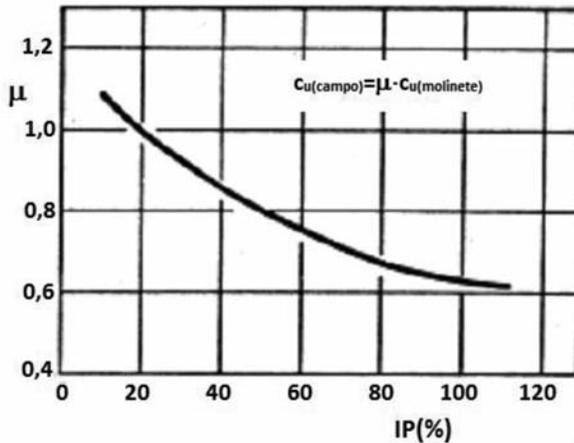


Fig. 25 – Coeficiente de correção μ em função de IP(%).

Na Fig. 27 apresenta-se a variação da resistência ao corte não drenada com a profundidade, bem como a variação da tensão de sobreconsolidação, considerando o efeito da dessecação à superfície do terreno. Devido à secagem do terreno à superfície geram-se valores elevados de sucção, o que origina um aumento dos graus de sobreconsolidação. Apresenta-se igualmente a variação da tensão efetiva vertical de consolidação e a resistência ao corte não drenada numa condição normalmente consolidada em profundidade com o nível freático coincidente com a superfície do terreno.

O andamento da curva da resistência ao corte não drenada apresenta uma evolução idêntica à tensão de sobreconsolidação. A resistência ao corte não drenada normalizada em relação à tensão de sobreconsolidação varia entre valores de 0,2 e 0,3, os quais, podem ser usados para estimar a resistência ao corte não drenada, desde que se conheça o valor da tensão de sobreconsolidação σ'_{vc} , a qual pode ser avaliada a partir de ensaios edométricos.

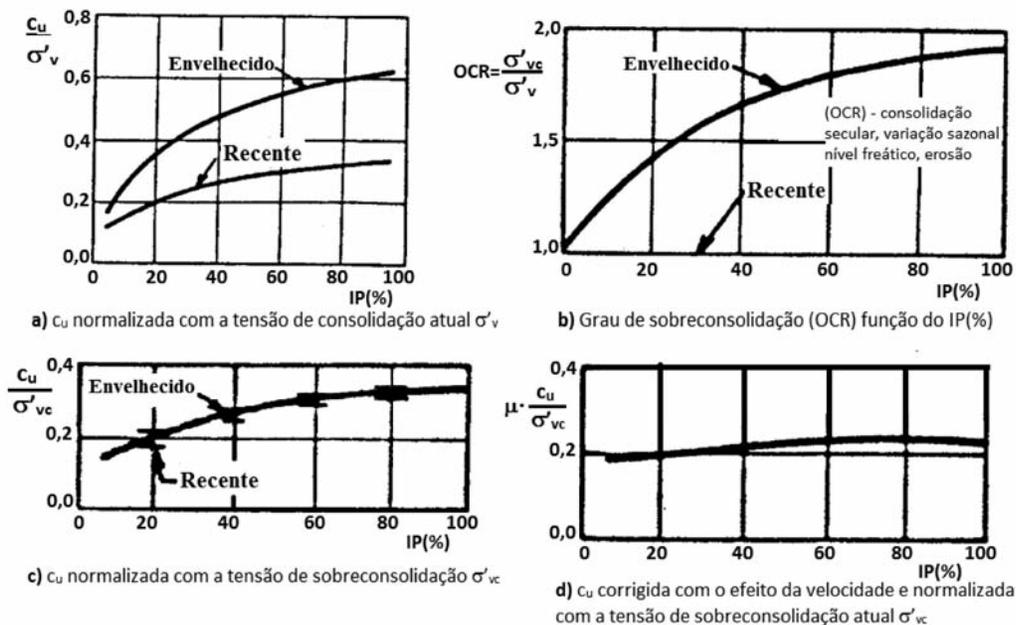


Fig. 26 – Resistência ao corte não drenada (c_u) obtida por ensaios de molinete corrigida para o efeito da velocidade (μ) e normalizada com a tensão vertical de sobreconsolidação (σ'_{vc}) em função do índice de plasticidade (IP), (Mesri, 1975).

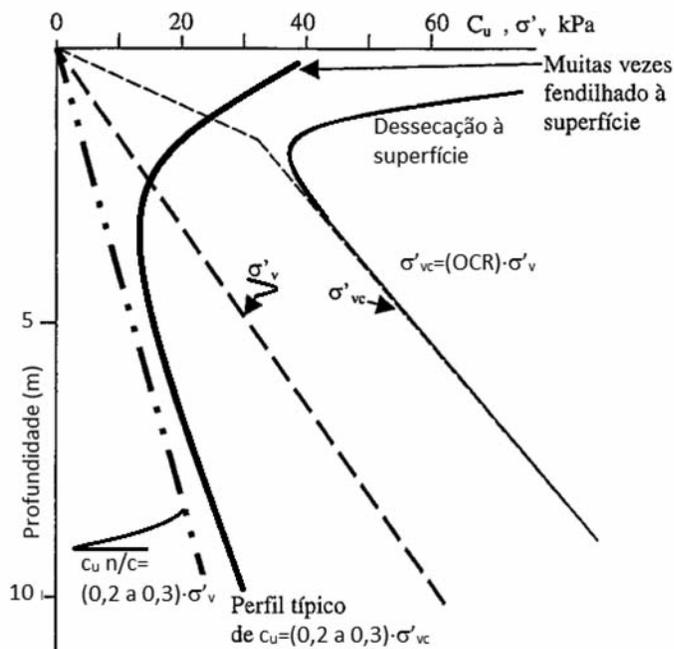


Fig. 27 – Variação da resistência ao corte não drenada em profundidade determinada em função da tensão de pré-consolidação, obtida a partir de ensaios edométricos.

10 – CONCLUSÕES

Os parâmetros de resistência ao corte a utilizar devem ser os adequados às condições de carregamento e de drenagem e obtidos a partir de ensaios de laboratório ou de campo ou através de experiência comparável.

Os parâmetros da resistência ao corte em termos de tensões efetivas em argilas devem ser obtidos a partir de ensaios triaxiais consolidados não drenados através da envolvente de Mohr-Coulomb traçada a partir das trajetórias das tensões efetivas dos vários ensaios. As trajetórias de tensão já englobam os vários critérios de rotura normalmente utilizados, q_{\max} , $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ ou u_{\max} .

A intersecção coesiva em termos de tensões efetivas em meios particulados (arenosos, siltosos ou argilosos) densos resulta da componente volumétrica na expansão do meio tendente ao índice de vazios crítico. A intersecção coesiva não sendo o resultado de ligações cimentícias fortes implica o seu desaparecimento para um estado de tensões efetivas nulo, resultando assim numa curvatura da envolvente em direcção à origem. Assim, em obras de terra com tensões baixas deve adotar-se uma coesão nula. A adopção do parâmetro coesivo nulo é ainda reforçada pela rotura progressiva devido à não uniformidade das deformações na zona de corte. Para tensões de confinamento elevadas, superiores a 200 kPa, a envolvente de pico ($c';\phi'$) pode ser usada, uma vez que a envolvente de rotura para estes níveis de tensão é linear.

O ângulo de resistência ao corte a volume constante e residual é influenciado pela quantidade de partículas de argila presente no solo. A resistência residual tende a ser inferior à resistência a volume constante. A diferença entre estas duas resistências tende a aumentar com o aumento da percentagem de partículas argilosas, entre 10% e 50%. A resistência residual e a de volume constante são iguais para percentagens de argila inferiores a 10%, mas superior ao do ângulo de atrito intrínseco das partículas granulares. O ângulo de resistência residual para percentagens de partículas de argila superiores a 50% permanece constante e igual ao ângulo de atrito intrínseco das partículas de argila presentes. Forma-se uma superfície deslizante com as partículas de argila perfeitamente orientadas na direcção de corte.

O parâmetro da pressão da água nos poros A_f de Skempton refere-se à rotura e foi determinado a partir de ensaios triaxiais de compressão não drenados consolidados isotropicamente. O parâmetro A será diferente para outros estados de tensão de consolidação, níveis de tensão e trajetórias de tensão. Considerando-se um meio com um comportamento elástico, o parâmetro A é constante e igual a 1/3 para um carregamento axissimétrico e 1/2 para um carregamento em deformação plana. A trajetória de tensões para $A=1/3$ no sistema de eixos ($p; q$) é vertical, pelo que é o sistema de eixos indicado para a representação dos ensaios triaxiais.

Pela teoria do estado crítico a relação entre o índice de vazios e o estado de tensão efetiva é única, pelo que para um determinado índice de vazios o estado de tensão no estado crítico estará estabelecido e único, independentemente da trajetória das tensões totais de compressão ou de extensão. O estado crítico poderá no entanto ser função do tipo de carregamento de compressão ou extensão. Assim, a trajetória das tensões efetivas é única e independente da trajetória das tensões totais, em compressão ou em extensão.

A resistência ao corte não drenada, c_u , é um parâmetro difícil de determinar, pois depende para além dos parâmetros de resistência ao corte em termos da tensão efetiva, do estado de tensão efetiva, da trajetória das tensões, da rotação das tensões principais, da velocidade de carregamento. O seu valor pode ser avaliado através de ensaios laboratoriais e de campo ou estimado a partir de relações empíricas ou dos índices físicos. Através da retroanálise de roturas em solos normalmente ou levemente sobreconsolidados, o valor médio de c_u toma valores entre 0,2 a 0,3 da tensão vertical de pré-consolidação, σ'_{vc} . Esta razão tende a aumentar com a plasticidade do solo. São igualmente apresentadas relações obtidas a partir da teoria do estado crítico, índice de vazios, teor em água e dos índices físicos.

11 – AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar o meu agradecimento aos revisores pela valiosa contribuição na valorização científica e técnica e no aperfeiçoamento da apresentação e compreensão do documento.

12 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alvarado, G.; Coop, M.R.; Willson, S. (2012). *On the role of bond breakage due to unloading in the behaviour of weak sandstones*. Géotechnique, 62, 4, 303-316.
- Bjerrum, L. (1973). *Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (collapsible, expansive and others)*. Proc. 8th ICSMFE, Moscow, Vol. 3, pp. 111-159.
- Coelho, P.A.L.F. (2000). *Caracterização geotécnica de solos moles- estudo do local experimental da Quinta do Foja*. Tese de Mestrado em Mecânica dos Solos e Rochas, Universidade de Coimbra.
- Correia, A.A.S. (2011). *Aplicabilidade da técnica de Deep Mixing aos solos moles do Baixo Mondego*. Dissertação de Doutoramento, Universidade de Coimbra, Portugal. 445 p.
- Coop, M.R.; Willson, S.M. (2003). *Behaviour of hydrocarbon reservoir sands and sandstones*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129 (11), 1010-1019.
- Hvorslev, M.J. (1960). *Physical components of shear strength of saturated clays*. Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado (ASCE).
- Jardine, R.J.; Hight, D.W. (1987). *Embankments on Soft Clays*. Bulletin of the Public Works Research Center. Chapters 2, 3 and 4, pp. 33-296.
- La Rochelle, P.; Sarrailh, J.; Tavenas, F.; Roy, M.; Leroueil, S. (1981). *Causes of sampling disturbance and design of a new sampler for sensitive soils*. Canadian Geotechnical J., Vol. 18 (1), pp. 52-66.
- Lefebvre, G.; Poulin, C. (1979). *A new method of sampling in sensitive clays*. Canadian Geotechnical J., Vol. 16 (1), pp. 226-233.
- Leroueil, S.; Magnan, J.P.; Tavenas, F. (1990). *Embankments on soft clays*. Ellis Horwood Ltd.
- Lupini, J. F.; Skinner, A.E.; Vaughan, P.R. (1981). *The drained residual strength of cohesive soils*. Géotechnique 31, 2, 181-213.
- Mesri, G. (1975). *Discussion on “New design procedure for stability of soft clays”*. ASCE, J. of GED, Vol. 101 (GT4), pp. 409-412.
- Mitchell, J. K. (1976). *Fundamentals of soil behavior*. John Wiley and Sons, New York.
- Rodrigues, C.M.G.; Lemos, L.J.L. (2003). *Strength and stress-strain behaviour of saprolitic granite soils from Guarda - sampling effects*. Proc. Int. Symp. Deformation Characteristics of Geomaterials. – IS Lyon, France.
- Rodrigues, C.M.G. (2003). *Caracterização Geotécnica e Estudo do Comportamento Geomecânico de um Saprolito Granítico da Guarda*. Dissertação de Doutoramento, FCTUC. 649 p.
- Rodrigues, C.M.G. (2010). *The Geomechanical Characterization of a Granite Residual Soil*. Publicação interna.

- Skempton, A.W.(1985). *Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory*. Géotechnique 35, 1, 3-18.
- Skinner, A.E. (1969). *A note on the influence of interparticle friction on the shearing strength of a random assembly of spherical particles*. Géotechnique 19, 1, 150-157.
- Teles, J.M.N.P.C. (2013). *Comportamento mecânico do solo mole do Baixo Mondego quimicamente estabilizado com adição de fibras metálicas*. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, DEC-FCTUC.
- Whittle, A.J. (1993). *Evaluation of a constitutive model for overconsolidated clays*. Géotechnique 43, 2, 289-313.
- Wood, D.M.; Wroth, C.P. (1978). *The use of the cone penetrometer to determine the plastic limit of soils*. Ground Engineering 11(3), 37.



COBA



GEOLOGIA E GEOTECNIA

Hidrogeologia • Geologia de Engenharia • Mecânica das Rochas • Mecânica de Solos
Fundações e Estruturas de Suporte • Obras Subterrâneas • Obras de Aterro
Estabilidade de Taludes • Geotecnia Ambiental • Cartografia Geotécnica



- Planeamento de Recursos Hídricos
- Aproveitamentos Hidráulicos
- Produção e Transporte de Energia Eléctrica
- Sistemas de Abastecimento de Água e de Águas Residuais e Pluviais
- Agricultura e Desenvolvimento Rural
- Infra-estruturas Rodoviárias, Ferroviárias e Aeroportuárias
- Ambiente
- Estruturas Geotécnicas
- Cartografia e Cadastro
- Controle de Segurança e Reabilitação de Obras
- Gestão e Fiscalização de Empreendimentos



PORTUGAL

REGIÃO CENTRO E SUL
Av. 5 de Outubro, 323
1649-011 LISBOA
Tel.: (351) 210 125 000, (351) 217 925 000
Fax: (351) 217 970 348
E-mail: coba@coba.pt
www.coba.pt

Av. Marquês de Tomar, 9, 6.º,
1050-152 LISBOA
Tel.: (351) 217 925 000
Fax: (351) 213 537 492

REGIÃO NORTE

Rua Mouzinho de Albuquerque, 744, 1.º,
4450-203 MATOSINHOS
Tel.: (351) 229 380 421
Fax: (351) 229 373 648
E-mail: engico@engico.pt

ANGOLA

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

MOÇAMBIQUE

Centro de Escritórios, Pestana Rovuma Hotel,
Rua da Sé nº114, 4.º Andar - 401 A, MAPUTO
Tel.: (258) 21 328 813
Fax: (258) 21 016 165
Tlm: (258) 820 047 454
E-mail: coba.mz@gmail.com

ARGÉLIA

09, Rue des Frères Hocine
El Biar - 16606, ARGEL
Tel.: (213) 21 922 802
Fax: (213) 21 922 802
E-mail: coba.alger@coba.pt

BRASIL

Rio de Janeiro
Rua Buenos Aires 68, 25.º
Centro, Rio de Janeiro, RJ - CEP 20.070-022
Tel.: (55 21) 3553 67 30
Tel.: (55 21) 8366 00 06
geral@coba.com.br

Fortaleza

Av. Senador Virgílio Távora 1701, Sala 403
Aldeota - Fortaleza CEP 60170 - 251
Tel.: (55 85) 3244 32 85
Fax: (55 85) 3244 32 85
E-mail: coba1@eisenhower.com.br

EMIRATOS ÁRABES UNIDOS

LLI Business Center, Al Jazeera Stadium
PO Box 38360, Abu Dhabi - U.A.E.
Tel.: (971) 2 495 0675
Fax: (971) 2 4454672



Construction over Soft Soils



Surficial Stabilisation Systems

SOILS AND ROCKS PROBLEMS? WE HAVE THE SOLUTION



Rockfall Protection Barriers



Foundation and Basal Reinforcement

BRASIL
Phone: 55 (11) 4525-5000
Fax: 55 (11) 4599-4275
maccaferri@maccaferri.com.br
www.maccaferri.com.br

PORTUGAL
Phone: (351) 218 968 282
Fax: (351) 218 968 078
portugal@abianchini.pt
www.abianchini.es

MACCAFERRI
Engineering a better solution



GEOLOGIA - GEOTECNIA - FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS



BARRAGENS DE ATERRO - OBRAS SUBTERRÂNEAS - ESTRUTURAS DE SUPORTE



FUNDAÇÕES ESPECIAIS - TRATAMENTO DE TERRENOS - GEOMATERIAIS

CENOR Consultores, S. A.

PORTUGAL | ANGOLA | ARGÉLIA | BRASIL | CABO VERDE | COLÔMBIA
MALAWI | MARROCOS | MOÇAMBIQUE | TIMOR LESTE | VENEZUELA

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

T. +351.218 437 300 | F. +351.218 437 301 | E. cenor@cenor.pt



MARCA
DE QUALIDADE

ISO 9001
ISO 14001
BUREAU VERITAS
CERTIFICADOS



PROVA DE CARGA ESTÁTICA

Célula Expansiva Hidrodinâmica®

DISPENSA SISTEMA DE REAÇÃO

- Ideal para qualquer capacidade de carga.
- Economia, segurança e rapidez na execução.
- Indicado para todos os tipos de fundação.
- Pioneira mundial em prova de carga estática bidirecional.

“Há 44 anos desenvolvendo nossas tecnologias, soluções inteligentes e criativas dentro da engenharia de solos.”

REFORÇO DE FUNDAÇÕES

MICROESTACA ARCOS®:

- Ideal para reforço de fundações e cravação de estacas em locais de difícil acesso.
- Economia, segurança e rapidez na execução.



Desde 1969

+55 31 3274.0155 | www.arcos.eng.br
Belo Horizonte - MG - Brasil

ARCOS 44
engenharia de solos **anos**



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

Certificada ISO 9001 por

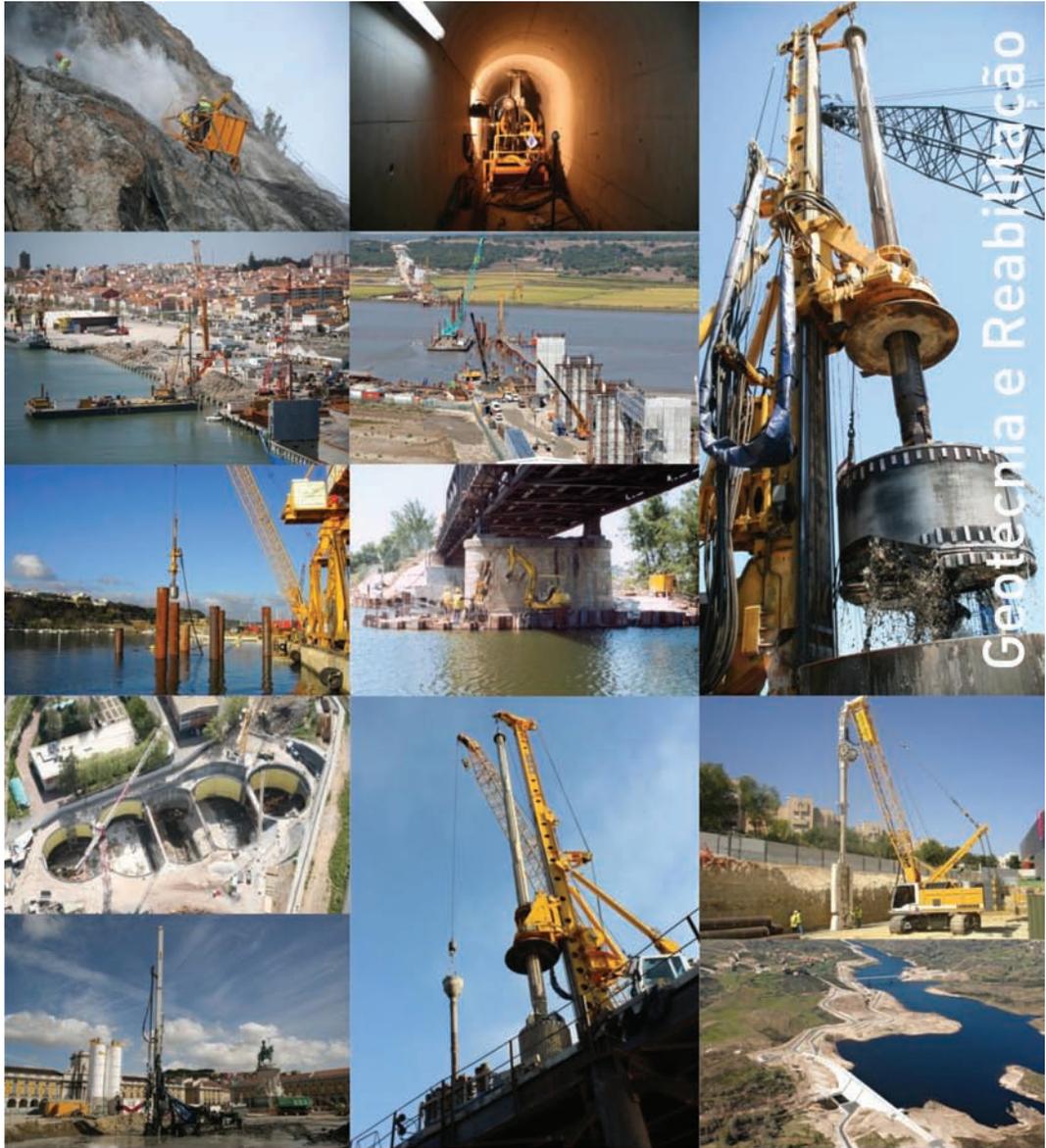


Geocontrole



Parque Oriente, Bloco 4, EN10
2699-501 Bobadela LRS
Tel. 21 995 80 00
Fax. 21 995 80 01
e.mail: mail@geocontrole.pt
www.geocontrole.pt


Geocontrole
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA



Geotécnia e Reabilitação

TEIXEIRA DUARTE
ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES, S.A.

• Sede

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

• Angola

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

• Argélia

Parc Miremont – Rua A, Nº136 - Bouzareah
16000 Alger
Tel.: (+213) 219 362 83
Fax: (+213) 219 365 66

• Brasil

Rua Iguatemi, nº488 – 14º - Conj. 1401
CEP 01451 - 010 - Itaim Bibi - São Paulo
Tel.: (+55) 112 144 5700
Fax: (+55) 112 144 5704

• Espanha

Avenida Alberto Alcocer, nº24 – 7º C
28036 Madrid
Tel.: (+34) 915 550 903
Fax: (+34) 915 972 834

• Moçambique

Avenida Julyus Nyerere, 130 – R/C
Maputo
Tel.: (+258) 214 914 01
Fax: (+258) 214 914 00

1. TECCO® SYSTEM³ teste em escala real, Suíça, outubro 2012
2. TECCO® SYSTEM³ instalação, B462, Alemanha
3. Ângulo máximo de inclinação de 85° durante o teste de campo



TECCO® SYSTEM³ – Seu talude estabilizado

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

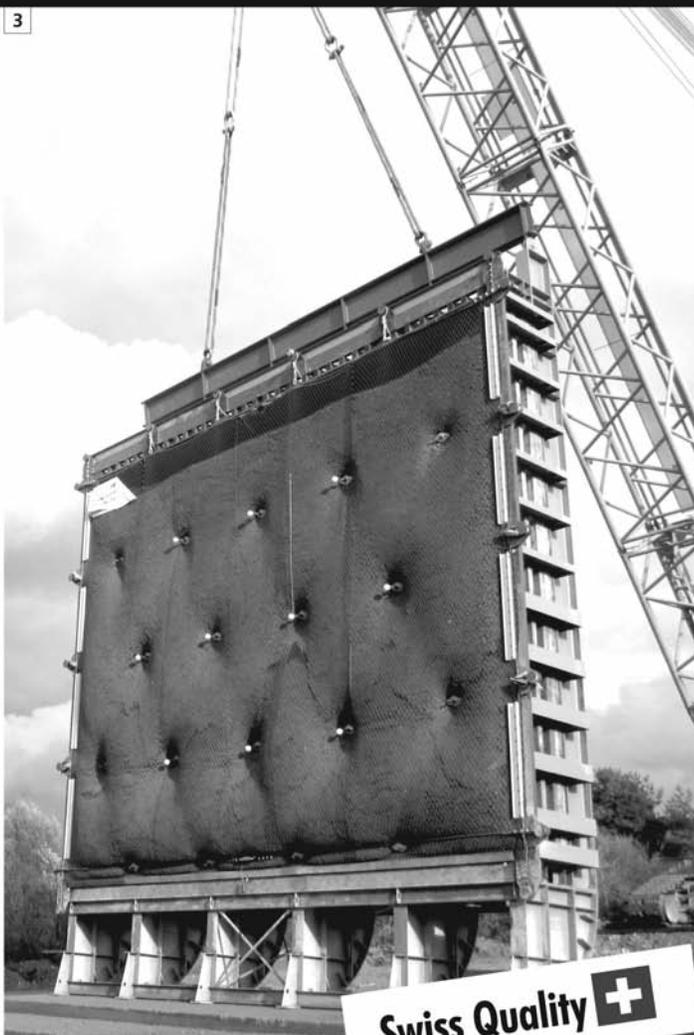
A malha de aço de alta resistência TECCO®, as placas de ancoragem e garras de conexão TECCO®, juntas, estabilizaram com sucesso 230 toneladas de cascalho com 85° de inclinação em um ensaio em escala real.

- moldura de teste com dimensões 10 x 12 x 1.2m
- espaçamento dos 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®
BRUGG

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

Swiss Quality 

SOLOS MOLES?



CPR[®]

CONSOLIDAÇÃO PROFUNDA RADIAL

**O MAIS RÁPIDO E EFETIVO
TRATAMENTO PARA SOLOS MOLES**

Processo de adensamento de solo mole, eficientemente controlado, monitorando-se o grau de consolidação desejado.



Vantagens do CPR

- 100% específico para solos moles;
- Mobilização rápida;
- Ausência de transtornos à obra;
- Ampla gama de aplicações;
- Ausência de aterros, refugos e lama;
- Técnica não destrutiva;
- Alternativa super econômica, além de prazos extremamente curtos em relação à substituição de solos, aterros temporários, colunas granulares e estaqueamentos;
- Alcance profundidades de tratamento onde técnicas clássicas são limitadas;
- Acesso a locais restritos, limitados e difíceis, sem interferência com a rotina do cliente;
- Melhor custo benefício;
- Perfeito para reforço de fundação.

www.engegraut.com.br

Para maiores informações, entre em contato com nosso departamento de geotecnia. A marca CPR[®] e a tecnologia Consolidação Profunda Radial são patentes da ENEGRAUT.

SPECIALISTS IN GEOTECHNICAL IN-SITU TESTS AND INSTRUMENTATION

GEOTECHNICAL SERVICES (onshore and offshore)

IN-SITU TESTS

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

INSTRUMENTATION

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

SAMPLING

Soil sampling and monitoring
Groundwater sampling and monitoring
Field and laboratory testing

ENVIRONMENTAL

Environmental Services
Soil and groundwater sampling and monitoring
Field and laboratory testing

0800 979 3436

São Paulo: +55 11 8133 6030

Minas Gerais: +55 31 8563 2520 / 8619 6469

www.deltageo.com.br deltageo@deltageo.com.br



geofix

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

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

Pionismo que se traduz em confiança e qualidade para sua obra.



tgeotecnia

na génese da
construção

dstgroup



Onde a engenharia começa.

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

A tgeotecnia, apresenta-se no mercado nacional e espanhol com um vasto leque de soluções, dotada da mais avançada tecnologia e quadros competentes, indispensáveis à elaboração de estudos, projectos e obras geotécnicas. Actualmente, a tgeotecnia dedica-se a todo o tipo de trabalhos desde a prospeção geológico-geotécnica, desenvolvimento de projectos da especialidade até à execução de obras de estabilização de taludes, contenções, tratamento de terrenos e fundações especiais.

As obras realizadas e a satisfação de tantos clientes, bem como inúmeros projectos em crescimento, são a prova de que compensa fazer da inovação a alavanca do desenvolvimento.

tgeotecnia.
Na génese da construção.

a dst group company

t+ 351 253 307 285 | geral@tgeotecnia.pt | www.dstsgps.com



Deutsche Technologie e um toque brasileiro.

Fundada há mais de 150 anos na Alemanha, a Huesker é hoje uma referência mundial em geossintéticos. Aqui no Brasil, adicionamos um toque bem brasileiro a toda a qualidade e tecnologia dos nossos produtos.

Proximidade, envolvimento e flexibilidade são os fatores que, nestes 15 anos, nos permitiram desenvolver soluções sob medida para cada caso e manter relações duradouras com nossos clientes.

Isso é a **tecnologia alemã** e o **abraço brasileiro** a seu serviço.

Fale com a Huesker:
www.huesker.com.br
huesker@huesker.com.br
(12) 3903 9300



HUESKER

Tecnologia alemã, *Deutsche Technologie,*
abraço brasileiro. *brasilianische Umarmung.*

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 **Editorial**
José Couto Marques
- 5 **Um modelo hidromecânico para análise de fundações de barragens gravidade em betão**
Nuno Monteiro Azevedo, Maria Luísa Braga Farinha
- 35 **Estimativa da resistência não drenada através da energia de cravação do SPT**
Camilo Andrés Muñoz Rodríguez, Fernando Schnaid, Edgar Odebrecht
- 51 **Correlação entre movimentos de massa e pluviosidade nas encostas de João Pessoa/PB – Brasil**
Fábio Lopes Soares, Geraldo Moura Ramos Filho
- 63 **Análise das tensões *in situ* na mina Cuiabá – Sabará – Minas Gerais – Brasil**
Isabela Ribeiro Tropa, Rodrigo Peluci de Figueiredo
- 73 **Caracterização geotécnica do solo da cidade de Uberlândia (MG) / Brasil para utilização em aterros sanitários**
Ana Carolina Gonzaga, Filipe Augusto Silva de Almeida, Giovanna Monique Aelvan, Renata Cristina de Oliveira Guimarães, Karla Maria Wingler Rebelo
- 91 **Estudo da interação solo-estaca sob carregamento horizontal**
Priscila de Christan, Rogério Francisco Kuster Puppi
- 103 **Resistência ao corte em obras de terra – alguns conceitos e definições**
Luís Joaquim Leal Lemos