

162 novembro
noviembre
november
2024

GEOTECNIA



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica

50
ANOS
1971-2021

**IMPRESA DA
UNIVERSIDADE
DE COIMBRA**

| EDITOR | CO-EDITORES / CO-EDITORS | |
|--|--------------------------------------|--|
| António Gomes Correia, UMinho, Portugal | Alberto Sayão, PUC-Rio, Brasil | Fernando Pardo de Santayana, CEDEX, España |
| EDITORES ASSOCIADOS / EDITORES ASOCIADOS / ASSOCIATE EDITORS | | |
| Ana Cristina Sieira, UERJ, Brasil | César Sagaseta, U. Cantabria, España | José Estaire, CEDEX, España |
| Nuno Guerra, UNL, Portugal | Paulo Cesar Maia, UENF, Brasil | Paulo Pinto, FCTUC, Portugal |

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

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

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

COMISSÃO EDITORIAL/COMISIÓN EDITORIAL/EDITORIAL BOARD (2023-24)

| | |
|---|--|
| Antonio Gens Solé (U. P. Cataluña, Barcelona, España) | Katia Bicalho (UFES, Vitória, Brasil) |
| António Viana da Fonseca (FEUP, Porto, Portugal) | Leandro Alejano Monge (U. Vigo, España) |
| Claudio Olalla Marañón (U. P. Madrid, España) | Luis Leal Lemos (FCT, U. Coimbra, Portugal) |
| Daniel Dias (U. Grenoble, França) | Manuel Pastor Pérez (U. P. Madrid, España) |
| David Taborda (Imperial College, Londres, Reino Unido) | Márcio S. Almeida (COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil) |
| Diego Manzanal (U. P. Madrid, España) | Marcos Arroyo Álvarez de Toledo (U. P. Catalunya, Barcelona, España) |
| Eduardo Alonso Pérez de Ágreda (U. P. Cataluña, Barcelona, España) | Margarida Pinho-Lopes (U. Aveiro, Portugal) |
| Eduardo Fortunato (LNEC, Lisboa, Portugal) | Marina Bellaver Corte (PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil) |
| Emanuel Maranhã das Neves (IST, U. Lisboa, Portugal) | Michèle Casagrande (U. Brasília, Brasil) |
| Ennio Palmeira (U. Brasília, Brasil) | Nilo Consoli (UFRGS, Porto Alegre, Brasil) |
| Enrique Asanza Izquierdo (CEDEX, Madrid, España) | Nuno Cristelo (UTAD, Vila Real, Portugal) |
| Eurípedes Vargas (PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil) | Pablo Mira McWilliams (CEDEX, Madrid, España) |
| Fernando Danziger (COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil) | Paulo da Venda Oliveira (FCT, U. Coimbra, Portugal) |
| Fernando Marinho (U. São Paulo, Brasil) | Pedro Alves Costa (FEUP, Porto, Portugal) |
| Fernando Schnaid (UFRGS, Porto Alegre, Brasil) | Rafael Jiménez Rodríguez (U. P. Madrid, España) |
| Helder Chaminé (ISEP, Porto; Centro GeoBioTec, U. Aveiro, Portugal) | Ramón Verdugo Alvarado (U. Chile, Santiago de Chile, Chile) |
| Ignacio Pérez Rey (U. Vigo, España) | Renato Cunha (U. Brasília, Brasil) |
| Isabel Fernandes (FC, U. Lisboa, Portugal) | Ricardo Oliveira (COBA/LNEC/UNL, Lisboa, Portugal) |
| Joaquim Tinoco (U. Minho, Guimarães, Portugal) | Roberto Coutinho (UFP, Recife, Brasil) |
| Jorge Castro González (U. Cantabria, Santander, España) | Roberto Tomás Jover (U. Alicante, España) |
| Jorge Zornberg (U. Texas, Austin, EUA) | Rubén Ángel Galindo Aires (U. P. Madrid, España) |
| José Luis de Justo Alpañés (U. Sevilla, España) | Tácio M.P. Campos (PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil) |
| José Neves (IST, U. Lisboa, Portugal) | Tarcísio B. Celestino (U. São Paulo, São Carlos, Brasil) |
| José Vieira de Lemos (LNEC, Lisboa, Portugal) | Willy A. Lacerda (COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil) |



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



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



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

- 3** Análise indireta do efeito da sucção em ensaios ucs cíclicos de um solo estabilizado e reforçado com fibras
Indirect analysis of the suction effect in cyclic UCS tests of a fibre reinforced stabilized soil

Ligia Abreu Martins
António Alberto Soares Correia
Paulo José da Venda Oliveira
Luís Joaquim Leal Lemos

- 19** Ensaio de cisalhamento simples na areia da Praia de Ipanema
Direct simple shear tests on the Ipanema Beach sand

Tiago E. S. Schuck
Vitor N. Aguiar
Graziella M. F. Jannuzzic
Alberto S. F. J. Sayão

- 43** Aplicando a condutividade elétrica no controle da compactação de pilhas de rejeito de mineração
Applying electrical conductivity to the compaction control of piles of mining waste disposal

João Marcos Miranda Vaillant
Lara Magalhães Batista e Costa

ANÁLISE INDIRETA DO EFEITO DA SUÇÃO EM ENSAIOS UCS CÍCLICOS DE UM SOLO ESTABILIZADO E REFORÇADO COM FIBRAS

Indirect analysis of the suction effect in cyclic UCS tests of a fibre reinforced stabilized soil

Ligia Abreu Martins^a, António Alberto Soares Correia^b, Paulo José da Venda Oliveira^c, Luís Joaquim Leal Lemos^d

^a Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Portugal

^b Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, CERES, Portugal

^c Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, ISISE, Portugal

^d Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, CGeo, Portugal

RESUMO – Quando um material é sujeito a carregamento cíclico há alterações no comportamento geomecânico que devem ser conhecidas e caracterizadas para otimizar o binómio segurança-custo de uma dada obra. Para atingir tal objetivo, no presente trabalho apresenta-se uma série de ensaios de resistência à compressão não confinada e triaxiais, monotónicos e previamente submetidos a carregamento cíclico, com e sem membrana a envolver os provetes durante a fase cíclica, para avaliar indiretamente o efeito da sucção num solo mole quimicamente estabilizado e reforçado com fibras. Os resultados são analisados em termos de evolução da deformação axial permanente acumulada, da energia elástica e plástica e da resistência à compressão não confinada, tendo-se observado que a ocorrência de sucção promove um aumento das deformações plásticas acumuladas, da energia elástica e plástica e da resistência à compressão, sendo estes efeitos mitigados com a utilização de uma membrana a envolver os provetes.

ABSTRACT – When a material is subjected to cyclic loading there are changes in its geomechanical behaviour that must be known and characterized in order to optimize the safety-cost binomial of a specific project. To achieve such objective, this work presents a series of unconfined compressive strength and triaxial tests, monotonic or previously subjected to cyclic loading, with and without a membrane surrounding the specimens during the cyclic stage, to evaluate indirectly the effect of the occurrence of suction in a fibre reinforced stabilized soft soil. The results were analysed in terms of the evolution of accumulated permanent axial strain, elastic and plastic energy and unconfined compressive strength, and it was observed that the occurrence of suction promotes an increase in accumulated plastic strains, elastic and plastic energy and compressive strength, being these effects mitigated by using a membrane surrounding the specimens.

Palavras-Chave – Solo estabilizado, fibras sintéticas, carregamento cíclico, sucção.

Keywords – Stabilized soil, synthetic fibres, cyclic loading, suction.

E-mails: uc2020142548@student.uc.pt (L. Martins), aalberto@dec.uc.pt (A. Correia), pjvo@dec.uc.pt (P. Oliveira), llemos@dec.uc.pt (L. Lemos)

ORCID: orcid.org/ 0000-0002-5232-5419 (L. Martins), orcid.org/0000-0000-0002-3260-8729 (A. Correia), orcid.org/0000-0001-8515-8664 (P. Oliveira), orcid.org/0000- 0003-3489-7162 (L. Lemos)

1 – INTRODUÇÃO

A construção de aterros sobre solos compressíveis está normalmente associada a problemas de estabilidade e assentamentos de elevada magnitude. Uma das técnicas que tem sido aplicada com sucesso, em todo o mundo, para melhorar o comportamento mecânico de solos com débil comportamento mecânico consiste na adição de ligantes (tais como cimento Portland, cal viva, cinzas volantes, escórias) ao material natural, sendo este processo designado por estabilização química (Abdullah et al., 2020, Åhnberg et al., 2003, Consoli et al., 2007, Consoli et al., 2013, Consoli et al., 2011a, Correia et al., 2021, Correia et al., 2019, Horpibulsuk et al., 2005, Kamruzzaman et al., 2009, Lau et al., 2021, Lorenzo e Bergado, 2004, 2006, Venda Oliveira e Cabral, 2023, Venda Oliveira et al., 2013, Venda Oliveira et al., 2014). Apesar da melhoria no comportamento mecânico, nomeadamente em termos de aumento de resistência à compressão, o material compósito resultante apresenta em geral um comportamento tensão-deformação frágil e baixa resistência a tração. Estas debilidades podem ser mitigadas com a adição de fibras (sintéticas ou naturais) aleatoriamente distribuídas ao solo estabilizado, as quais promovem o aumento de ductilidade e da resistência à tração, além de contribuírem para a diminuição da perda da resistência pós-pico (Akbari et al., 2021, Consoli et al., 2009, Consoli et al., 2011b, Correia et al., 2015, Correia et al., 2017, Kaniraj e Havanagi, 2001, Kumar e Gupta, 2016, Martins et al., 2023, Olgun, 2013, Park, 2011, Plé e Lê, 2012, Tang et al., 2007, Venda Oliveira et al., 2016, Yilmaz, 2009, Zaimoglu e Yetimoglu, 2012).

A aplicação de uma solitação cíclica (por exemplo induzido por sismos, explosivos, ação do vento, ondas do mar, tráfego rodoviário/ferroviário), induz alterações no comportamento do material compósito que necessitam ser caracterizadas para incrementar a segurança e diminuir os custos associados a obras geotécnicas. Todavia, o conhecimento sobre o comportamento de solos sob ação de carregamentos cíclicos é ainda limitado, abrangendo em geral apenas solos granulares, e frequentemente com resultados contraditórios. Neste âmbito, Dall'Aqua et al. (2010), Venda Oliveira et al. (2018), Venda Oliveira et al. (2017) verificaram um aumento de deformações permanentes acumuladas induzidas pelo carregamento cíclico, fundamentalmente durante os primeiros ciclos de carregamento. Por sua vez, Chauhan et al. (2008) observaram um aumento mais acentuado de deformações permanentes após um maior número de carregamentos cíclicos. Adicionalmente, AhmedeNaggar (2018) e Narani et al. (2021) observaram que a resistência à compressão diminuiu com a adição de fibras à medida que o número de ciclos aumenta, enquanto Festugato et al. (2013), KhattakeAlrashidi (2006), Venda Oliveira et al. (2018) e Lemos et al. (2021) relataram um aumento na resistência à compressão e tração com a inclusão de fibras num solo estabilizado.

A análise do comportamento mecânico de solos não coesivos sob influência de carregamento cíclico pode ser realizada com base no conceito de energia (Lenart, 2008, Sas et al., 2017). Tal conceito considera que a deformação induzida por uma solitação cíclica relaciona-se com a dissipação de energia (energia plástica), a qual pode ser avaliada por meio da curva tensão-deformação de cada ciclo, correspondendo a energia dissipada à área dentro do ciclo histerético e a energia recuperada (energia elástica) à área sob a curva de descarga (Choobbasti e Kutanaei, 2017, Lenart, 2008, Narani et al., 2020, Narani et al., 2021, Sas et al., 2017, Xia et al., 2021). Em amostras de solos estabilizados e reforçados, Narani et al. (2021) observaram que a energia plástica é maior durante os primeiros ciclos, diminuindo acentuadamente com o aumento do número de ciclos de carregamento e que a adição de fibras promove a redução de energia plástica. Este comportamento está relacionado com o facto de parte da carga aplicada às amostras ser absorvida pelas fibras e assim ocorrer uma menor transferência de energia para o esqueleto sólido, resultando numa menor degradação da matriz cimentícia.

Outro aspeto não totalmente esclarecido em termos de comportamento mecânico de solos estabilizados, tanto não reforçados como reforçados com fibras sob solitação cíclica, diz respeito ao efeito da solitação cíclica na resistência à compressão não confinada do material compósito.

Enquanto alguns autores (Varkuti (2015), Venda Oliveira et al. (2018), Venda Oliveira et al. (2017)) reportam aumentos significativos de resistência à compressão não confinada (UCS) após a aplicação de carregamento cíclico, Chae et al. (2010) constataram que os resultados destes ensaios são influenciados por perturbações na amostragem, extração, transporte, armazenamento e durante a realização do ensaio. Em ensaios de longa duração, nomeadamente quando a fase cíclica compreende um elevado número de ciclos, pode ocorrer diminuição do teor em água da amostra e o consequente aumento das tensões de sucção, principalmente em solos com poros de reduzida dimensão (Fredlund et al., 2011).

O efeito da sucção no comportamento mecânico de solos bem como a aplicação do conceito de energia na interpretação de ensaios cíclicos têm sido objeto de estudo em diversos trabalhos, no entanto, a análise do comportamento mecânico de solos quimicamente estabilizados e reforçados com fibras, à luz dos conceitos mencionados, tem sido praticamente negligenciada pela comunidade científica. Assim, o presente trabalho visa contribuir para o estudo do efeito da secagem/sucção no carregamento cíclico, bem como analisar o efeito do reforço com fibras nas deformações plásticas acumuladas e no comportamento tensão-deformação do material compósito. Para a análise destes efeitos, foram realizados: i) ensaios UCS cíclicos com provetes revestidos com membrana de latex (CM) e provetes não revestidos (SM), pretendendo-se com a colocação de membrana evitar a secagem das amostras e a consequente diminuição da sucção; ii) ensaios UCS pós-cíclicos; iii) e ensaios triaxiais de compressão não drenados pós-cíclicos. No Quadro 1 apresenta-se o plano de ensaios considerado no presente trabalho.

Quadro 1 – Plano de ensaios da investigação realizada.

| Condição de Ensaio | Número de provetes ensaiados | | | |
|----------------------|------------------------------|-------------------|-------------------------|-------------------|
| | Sem Membrana (SM) | Com Membrana (CM) | Sem Membrana (SM) | Com Membrana (CM) |
| Tipo de ensaio | Tipo de reforço | | | |
| | Não reforçado | | Fibras de Polipropileno | |
| UCS monotónico | 6 | - | 6 | - |
| UCS cíclico | 3 | 4 | 3 | 4 |
| UCS pós-cíclico | 3 | 2 | 3 | 2 |
| Triaxial | - | 2 | - | 1 |
| Triaxial pós-cíclico | - | 2 | - | 2 |

2 – MATERIAIS

2.1 – Características do solo

No presente trabalho utilizou-se um solo mole orgânico recolhido a uma profundidade de 2-3 metros abaixo do nível freático, na zona do “Baixo Mondego”, em Portugal. O solo foi classificado pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos (ASTM-D2487, 1998) como um silte orgânico de elevada plasticidade (OH), exibindo um teor em matéria orgânica de 9,5%. A sua composição química revelou um elevado teor de sílica (SiO₂) e de alumina (Al₂O₃) (59% e 17%, respetivamente), pelo que o solo apresenta propriedades pozolánicas significativas (Janz e Johansson, 2002). As propriedades físicas, mineralógicas e químicas do solo estão apresentadas no Quadro 2.

2.2 – Características do ligante e das fibras

O ligante hidráulico adotado no presente estudo foi o cimento Portland Tipo I 42.5 R (EN-197-1, 2000), o qual desenvolve resistência rapidamente, e cuja composição química está apresentada no Quadro 3. A dosagem de ligante utilizada foi de 175 kg/m³ (peso seco de cimento por m³ de solo).

Quadro 2 – Principais características do solo.

| Propriedades Físicas | | | | | | | | | |
|---|--------------------------|--------------------------------------|---|--|---|--------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------|
| Composição mineralógica | | | G_s (g/cm³) | w_{nat.} (%) | Granulometria (%) | | Plasticidade (%) | OM (%) | |
| Quartzo, muscovita, albite, microclina, esmectite, ilite, caulinite e cloreto de magnésio | | | 2,57 | 80,9 | argila = 12 silte = 77 areia = 11 | | LP= 44,9 LL= 72,2 IP= 27,3 | 9,5 | |
| Propriedades Químicas | | | | | | | | | |
| pH | Perda por ignição | SiO₂ (%) | Al₂O₃ (%) | Fe₂O₃ (%) | CaO (%) | MgO (%) | Na₂O (%) | K₂O (%) | TOC (%) |
| 4,6 | 9 | 59 | 17 | 4,9 | 0,4 | 1,1 | 0,8 | 31 | 3,5 |

Nas amostras reforçadas, foram adicionadas ao compósito fibras de polipropileno aleatoriamente distribuídas com uma dosagem de 10 kg/m³ (peso seco de fibras por m³ de solo). As principais características das fibras estão apresentadas no Quadro 3.

Quadro 3 – Principais características do ligante e das fibras de polipropileno (PP).

| Cimento Portland tipo I 42.5 R* | | Tipo de Fibra | Polipropileno* |
|--|-------|-------------------------------------|-----------------------|
| CaO (%) | 62,9 | Comprimento (mm) | 12 |
| SiO₂ (%) | 19,0 | Diâmetro (µm) | 32 |
| Al₂O₃ (%) | 5,2 | Relação Comprimento diâmetro | 375 |
| Fe₂O₃ (%) | 3,2 | Resistência à tração | 250 |
| SO₂ (%) | 3,1 | Módulo de elasticidade | 3,5-3,9 |
| MgO (%) | 2,2 | rugosidade^{&} | Baixa |
| K₂O (%) | 1,3 | Biodegradabilidade | Não Biodegradável |
| Superfície específica de Blane (m²/kg) | 326,3 | Densidade (g/cm³) | 0,91 |

* dados do fabricante.

& Agboola et al. (2021).

3 – PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS E PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

As amostras do solo estabilizado reforçado ou não com fibras foram preparadas com base no procedimento laboratorial descrito em EuroSoilStab (2002) com as modificações propostas por Correia (2011), apresentado na Figura 1.

A fase cíclica, em condições de compressão não confinada, de todas as amostras, foi realizada no aparelho GDS Dynamic Triaxial para um nível de tensão desviatória inicial de 50% de $q_{umáx.}$ obtida no ensaio UCS monotónico, uma amplitude de $\pm 10\%$ de $q_{umáx.}$, uma frequência de 0,5 Hz e foram aplicados 5.000 ciclos. Para a análise do efeito da secagem/sucção durante o carregamento cíclico, foram efetuados ensaios com amostras não revestidas (SM) e revestidas (CM) por uma membrana de látex. Imediatamente após o término da fase de cíclica, os provetes foram submetidos a ensaios monotónicos, nomeadamente UCS pós-cíclico e triaxiais pós-cíclico.

Na análise do efeito da membrana de látex na mitigação da secagem/sucção foram comparados os resultados dos ensaios UCS pós-cíclico (realizados com e sem membrana) e os ensaios triaxiais CIU pós-cíclico, onde nestes últimos existia a garantia de saturação dos provetes na fase de corte, ou seja, o fenómeno de sucção era negligenciável.

Os ensaios triaxiais CIU foram realizados com uma tensão de confinamento de 50 kPa e compreenderam a execução de três fases: saturação, consolidação e corte não drenado. A fase de

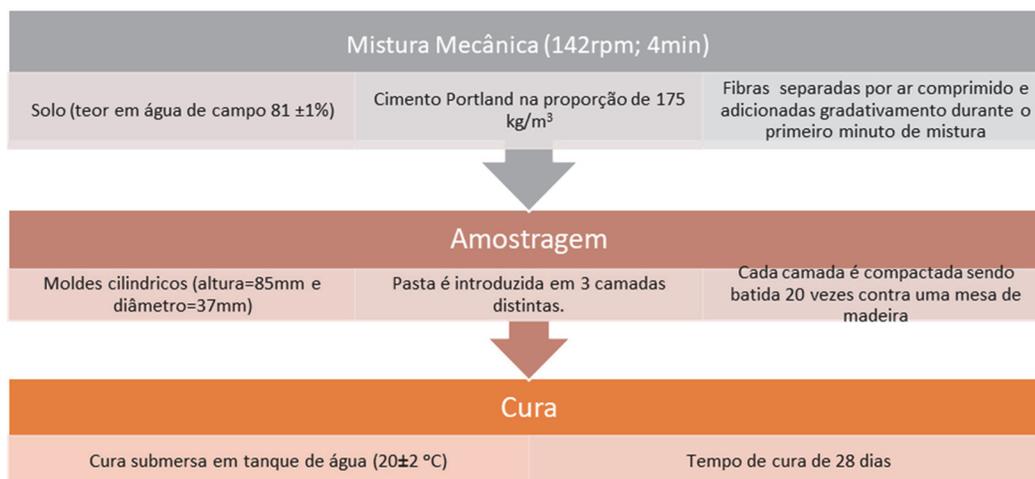


Fig. 1 – Representação esquemática do procedimento laboratorial adotado nas amostras estabilizadas e/ou reforçadas com fibras.

saturação prolongou-se por cerca de 2 dias até se obter um parâmetro B de Skempton superior a 95%. Uma vez terminada a saturação iniciou-se a fase de consolidação, com aplicação de uma contrapressão de 450 kPa e uma tensão na câmara (confinamento) de 500 kPa, durante o tempo suficiente para a dissipação do excesso de pressões intersticiais, ou seja, aproximadamente 7 horas. A fase de corte não drenado foi realizada sob taxa de deformação axial constante (1%/h), até se obter uma deformação axial de cerca de 20%.

No caso dos ensaios triaxiais pós-cíclicos, as amostras foram previamente sujeitas a cargas cíclicas (nas condições acima descritas) antes de serem inseridas na célula triaxial.

4 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 – Fase cíclica: deformação axial permanente acumulada

A Figura 2 apresenta a evolução da deformação axial permanente acumulada com o número de ciclos de carga obtida em ensaios UCS cíclicos realizados com provetes de solo estabilizado reforçado e não reforçado com fibras, revestidos (CM) e não revestidos (SM) com membrana de látex.

Independentemente do solo ser ou não reforçado com fibras, os resultados permitem constatar a ocorrência de aumento de deformação axial permanente acumulada quando a amostra não é envolvida por uma membrana durante o ensaio. Este comportamento parece estar relacionado com o facto da fase cíclica demorar aproximadamente 3 horas, o que induz a diminuição do teor em água (secagem) da amostra, levando ao desenvolvimento de tensões de sucção.

Na Figura 2 também se observa, que independentemente do tipo de amostra estudada, o comportamento é caracterizado por um rápido aumento de deformação axial nos primeiros 100 ciclos de carregamento, seguido de uma diminuição da taxa de deformação (caso sem membrana) e uma estabilização assintótica para um valor constante (caso com membrana). A taxa de deformação durante a fase de carregamento cíclico para um solo estabilizado está diretamente relacionada com a velocidade de degradação do esqueleto sólido do material compósito, estando este comportamento em linha com observado por Abu-Farsakh et al. (2015), Chen et al. (2016), Guo et al. (2013), Martins et al. (2023, 2024), Ni et al. (2015), Nie et al. (2020), Venda Oliveira et al. (2018).

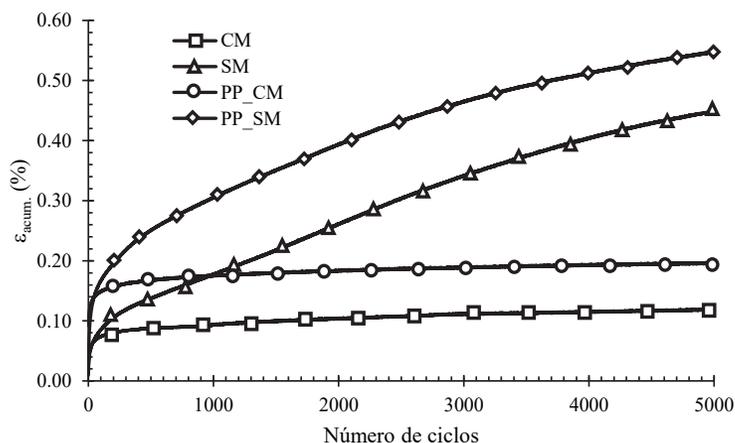


Fig. 2 – Evolução da deformação axial permanente acumulada com o número de ciclos de carga para amostras estabilizadas, reforçadas ou não, com fibras de polipropileno (PP), e ensaiadas com (CM) e sem (SM) membrana.

Uma das formas de caracterização do comportamento de materiais sujeitos a solicitação cíclica é por meio da teoria do “shakedown”, sendo esta teoria amplamente difundida para os materiais granulares não coesivos (EN-13286-7, 2004). Esta norma define os limites de “shakedown” com base na diferença da deformação permanente acumulada entre 5.000 e 3.000 ciclos: o limite de “plastic shakedown” corresponde a $4,5 \times 10^{-5}$, enquanto o limite de “plastic creep shakedown” é de 4×10^{-4} . Assim sendo, se esta diferença for inferior a 4×10^{-4} , o material comporta-se de acordo com o “plastic shakedown”, mas para valores mais elevados o material apresenta um comportamento de “plastic creep shakedown”. Considerando os limites da teoria do “shakedown” anteriormente mencionados, na Figura 2 e no Quadro 4 observa-se que as amostras ensaiadas sem membrana, tanto não reforçadas como reforçadas com fibras, apresentam um comportamento próximo do “plastic creep shakedown” ($\epsilon_{acum.5000} - \epsilon_{acum.3000} > 4 \times 10^{-4}$), ou seja, as deformações plásticas ocorridas durante o carregamento cíclico induzem o endurecimento do material. Por outro lado, as amostras revestidas com membrana de látex apresentam um comportamento dentro do limite do “plastic shakedown” ($4,5 \times 10^{-5} < \epsilon_{acum.5000} - \epsilon_{acum.3000} < 4 \times 10^{-4}$), ou seja, inicialmente o carregamento cíclico induz deformações plásticas, mas após um número finito de ciclos o material atinge uma resposta histerética estável.

Os dados do Quadro 4 e da Figura 2 indicam que a adição de fibras às amostras estabilizadas promove um aumento de deformação axial permanente acumulada durante os primeiros ciclos de carga, tendendo este efeito a atenuar-se com o aumento do número de ciclos. Este comportamento indicia que a adição das fibras pode impedir o desenvolvimento de algumas ligações cimentícias, originando um material compósito com menor resistência e rigidez, pelo que o material estabilizado reforçado com fibras experimentará mais deformações axiais durante a fase inicial do carregamento cíclico. No entanto, com o aumento do número de ciclos existe geração de deformações plásticas que permitem a mobilização da resistência à tração das fibras, as quais passam a absorver parte das ações impostas durante a solicitação cíclica, contribuindo para a atenuação da taxa de deformação plástica para um número elevado de ciclos de carga.

Quadro 4 – Diferença da deformação permanente acumulada entre 5.000 e 3.000 ciclos.

| $\epsilon_{acum. 5000} - \epsilon_{acum. 3000} (-)$ | | | |
|---|---------|---------|---------|
| SM | CM | PP SM | PP CM |
| 1,1E-03 | 8,2E-05 | 8,3E-04 | 7,6E-05 |

4.2 – Fase cíclica: energia

Um dos objetivos deste estudo é efetuar a análise do comportamento do solo sob carregamento cíclico em termos de energia. Assim, foram analisadas as energias elástica e plástica de cada ciclo histerético de tensão-deformação. Como referido anteriormente, a energia plástica ou dissipada corresponde à área delimitada pelo interior do ciclo histerético, enquanto a energia elástica ou recuperada corresponde à área abaixo da curva de descarga do ciclo (Choobbasti e Kutanaei, 2017, Martins et al., 2023, Narani et al., 2021, Ostadan et al., 1996, Sas et al., 2017). Todos os cálculos em termos de energia foram realizados utilizando a integração numérica pela regra dos trapézios, como sugerido por Lenart (2008), por meio um algoritmo desenvolvido pelos autores em Matlab. As evoluções da energia elástica e plástica com o número de ciclos são apresentadas nas Figuras 3 e 4, respetivamente.

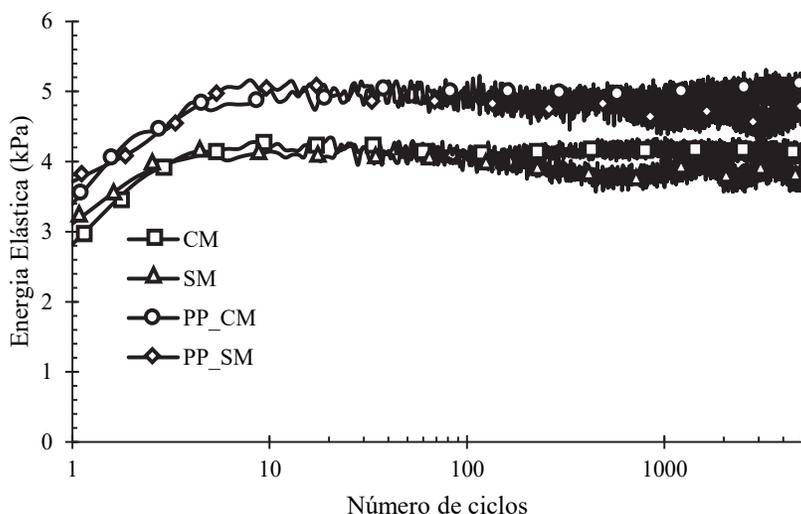


Fig. 3 – Evolução da energia elástica com o número de ciclos de carga para amostras estabilizadas reforçadas com fibras de polipropileno (PP) e não reforçadas ensaiadas com (CM) e sem (SM) membrana.

Na Figura 3 é possível observar que, para todos os casos estudados, a energia elástica aumenta gradualmente nos primeiros ciclos. Os resultados também mostram que nas amostras envolvidas por membrana, após um número finito de ciclos (≈ 100 ciclos) a energia elástica tende a permanecer constante, estando em linha com a deformação axial permanente acumulada e o comportamento típico do “*plastic shakedown*”. Por outro lado, constata-se que nas amostras não revestidas por membrana, após um número finito de ciclos (≈ 200 ciclos) a energia elástica decai ligeiramente, possivelmente devido à presença de sucção, sendo mais proeminente nos ciclos mais avançados devido à eventual ocorrência de uma maior secagem dos provetes, promovendo um maior aumento da tensão efetiva.

Independentemente do caso analisado, na Figura 4 observa-se que a energia plástica prevalece fundamentalmente nos ciclos iniciais, decrescendo rapidamente com a evolução dos ciclos de carregamento. Também se constata que os provetes não revestidos com membrana, apresentam energia plástica superior aos provetes revestidos, o que vem corroborar os resultados das deformações permanentes acumuladas, ilustrados na Figura 2. Salienta-se o facto que a energia plástica está associada a vários mecanismos de dissipação de energia relacionados com o deslizamento por atrito nos contactos entre as partículas, alteração da viscosidade volumétrica

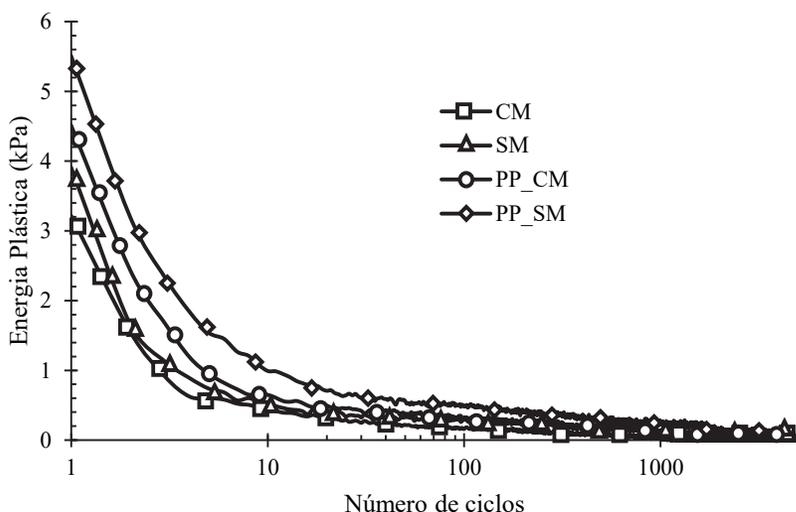


Fig. 4 – Evolução da energia plástica com o número de ciclos de carga para amostras estabilizadas reforçadas com fibras de polipropileno (PP) e não reforçadas, ensaiadas com (CM) e sem (SM) membrana.

induzida pelo movimento do fluido dos poros, quebra de partículas (Johnson et al., 2021, Lenart, 2008, Narani et al., 2020, Sas et al., 2017, Xia et al., 2021), e à quebra de ligações do esqueleto sólido (ligações cimentícias). Sendo que para os solos estabilizados, a quebra de ligações cimentícias é o mecanismo de dissipação dominante, induzindo deformações irreversíveis do esqueleto sólido, ou seja, induzindo deformações plásticas permanentes Martins et al. (2023).

Comparando as Figuras 3 e 4 constata-se que a adição de fibras promove o aumento tanto da energia elástica quanto da energia plástica. Esse aumento pode ser explicado por dois efeitos: a alta compressibilidade das fibras de polipropileno (Narani et al., 2020) que quando mobilizadas promovem uma maior recuperação de energia (aumento da energia elástica), e pelo enfraquecimento da matriz estabilizada devido à presença física das fibras que podem impedir o desenvolvimento de algumas ligações cimentícias, produzindo um material compósito com menor resistência e rigidez, levando ao aumento de deformação plástica.

4.3 – Fase pós cíclica: comportamento tensão-deformação

Após se constatar que o não revestimento dos provetes com membrana durante a fase cíclica apresenta uma considerável influência nos resultados, possivelmente devido à secagem das amostras, nesta seção analisam-se os resultados de ensaios UCS previamente submetidos a fase cíclica (UCS pós-cíclico) para ambas as condições, com e sem membrana, de forma a verificar a influência da sucção na resistência à compressão do compósito. Para compreender se a utilização de membrana durante a fase de carregamento cíclico mitiga o fenómeno de sucção, adicionalmente realizaram-se ensaios triaxiais CIU, monotónicos e previamente submetidos a fase cíclica (CIU pós-cíclico) nas mesmas condições dos ensaios UCS, mas com a garantia de saturação dos provetes, ou seja, com sucção negligenciável. As Figuras 5 e 6 ilustram o comportamento tensão-deformação de ensaios UCS, ensaios UCS previamente submetidos a carregamento cíclico (UCS_{pc}) com e sem membrana, ensaios triaxiais CIU e ensaios triaxiais CIU após fase cíclica (CIU_{pc}) com membrana, com provetes de solo estabilizado não reforçado e reforçado com fibras, respetivamente.

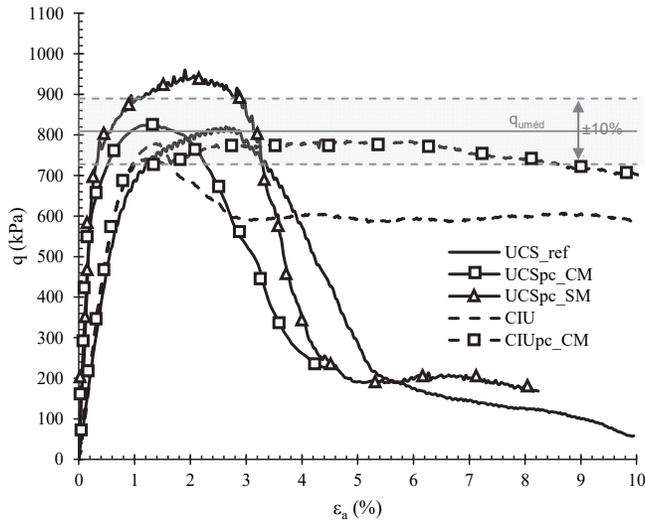


Fig. 5 – Comportamento tensão-deformação de amostras de solo estabilizado (sem adição de fibras) ensaiadas antes e após fase de carregamento cíclico, com (CM) e sem (SM) membrana envolvente.

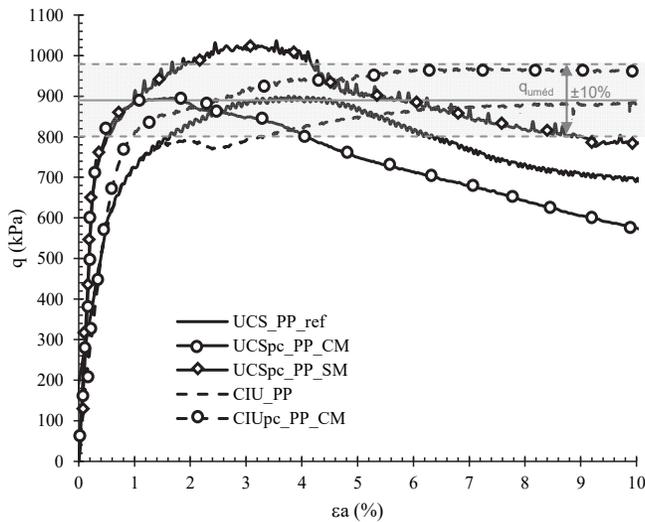


Fig. 6 – Comportamento tensão-deformação de amostras de solo estabilizado reforçado com fibras de polipropileno (PP), ensaiadas antes e após fase de carregamento cíclico, com (CM) e sem (SM) membrana envolvente

Observando detalhadamente os resultados apresentados nas Figuras 5 e 6 em conjunto com o Quadro 5 é possível constatar que, independentemente do reforço ou não com fibras, os resultados obtidos no ensaio UCS pós-cíclico sem membrana evidenciam um aumento de resistência, em relação aos ensaios UCS monotônicos, superior a 15% (critério de conformidade proposto em EN-206-1 (2007)), enquanto o ensaio UCS pós-cíclico com membrana exibe valores de resistência à compressão não confinada semelhantes ao ensaio monotônico. Comparando os resultados obtidos nos ensaios UCS, UCS pós-cíclicos com membrana, triaxiais CIU e CIU pós cíclicos (também realizados com membrana), é possível observar valores de resistência à compressão semelhantes

entre si, não apresentando diferenças consideráveis. Imediatamente no final de cada ensaio procedeu-se à medição do teor em água final das amostras, (Quadro 5), que em conjunto com os resultados obtidos nos ensaios mencionados, permite concluir que a utilização de membrana a envolver a amostra durante a fase cíclica (ou em ensaios de longa duração em solos estabilizados reforçados ou não com fibras) é fundamental para evitar a secagem dos provetes de forma significativa e, conseqüentemente, limitar o desenvolvimento de sucções e o seu efeito nos resultados obtidos.

Quadro 5 – Resistência à compressão, variação de resistência à compressão e teor em água imediatamente após o fim do ensaio.

| | $q_{um\acute{a}x.}$ (kPa) | Δq_u (%) | w_{final} (%) |
|-------------------------------|---------------------------|------------------|-----------------|
| UCS_{ref} | 809,92 | - | 59,4 |
| UCS_{pc SM} | 960,56 | + 18,73 | 57,1 |
| UCS_{pc CM} | 826,68 | + 2,19 | 59,6 |
| CIU | 778,17 | - 3,81 | 61,1 |
| CIU_{pc CM} | 788,15 | - 2,58 | 61,3 |
| UCS_{PP ref} | 900,03 | - | 58,9 |
| UCS_{pc PP SM} | 1036,80 | + 16,49 | 56,7 |
| UCS_{pc PP CM} | 895,59 | - 0,63 | 58,8 |
| CIU_{PP} | 886,45 | - 0,40 | 60,9 |
| CIU_{pc PP CM} | 872,21 | - 2,00 | 61,0 |

Δq_u = variação da resistência à compressão em relação à média dos valores de resistência a compressão encontrados nos ensaios UCS monotónicos.

Comparando as Figuras 5 e 6 é possível verificar que a inclusão de fibras de polipropileno (com uma dosagem de 10 kg/m³) torna o comportamento do material compósito mais dúctil, em concordância com Consoli et al. (2009), Correia et al. (2015), Olgun (2013), assim como induz um ligeiro aumento de resistência à compressão de pico, o que pode estar relacionado com a mobilização da resistência à tração das fibras e a conseqüente redistribuição de tensões.

Adicionalmente, observa-se nos ensaios UCS pós-cíclico, com ou sem membrana, um aumento da rigidez, não sendo esta tendência registada nos ensaios triaxiais. Tal comportamento pode ser devido à descarga/recarga das amostras após a fase cíclica ocorrer quase instantaneamente para os ensaios UCS, enquanto nos ensaios triaxiais, entre a fase cíclica e a fase de corte, os provetes estiveram a saturar durante cerca de dois dias.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados dos ensaios de resistência à compressão não confinada e triaxial não drenado realizados com amostras estabilizadas não reforçadas e reforçadas com fibras de polipropileno, submetidas ou não a carregamento cíclico prévio (aplicada para um nível de tensão deviatória de 50% de $q_{um\acute{a}x.}$, amplitude de $\pm 10\%$ de $q_{um\acute{a}x.}$, frequência de 0,5 Hz e durante 5.000 ciclos de carga), com e sem utilização de membrana a envolver os provetes, permitem concluir o seguinte:

- i) Os ensaios UCS cíclicos induzem a ocorrência de sucções, nomeadamente se o processo de secagem das amostras não for impedido, por exemplo, utilizando uma membrana a envolver a amostra ou assegurando a permanente saturação dos provetes.
- ii) A existência de secagem/sucção origina o aumento de deformação axial permanente acumulada durante o carregamento cíclico, o que pode estar relacionado com o aumento de tensão efetiva.

- iii) O comportamento durante a fase cíclica é caracterizado por um rápido aumento da deformação axial permanente acumulada nos primeiros 100 ciclos de carregamento, seguido de um suave aumento (provetes não revestidos membrana) e uma estabilização assintótica para um valor constante (provetes revestidos com membrana).
- iv) A energia elástica aumenta gradualmente nos primeiros ciclos, embora nas amostras envolvidas por membrana após um número finito de ciclos (≈ 100 ciclos) a energia elástica tende a permanecer constante. Nas amostras não envolvidas por membrana, após um número finito de ciclos (≈ 200 ciclos) a energia elástica decai, possivelmente devido à presença de sucção, sendo o comportamento mais proeminente nos ciclos mais avançados.
- v) A presença das fibras promove o aumento da deformação axial permanente acumulada, a qual tende a atenuar-se com o aumento do número de ciclos de carga, bem como o aumento de energia elástica e plástica. Este comportamento está relacionado com a elevada compressibilidade das fibras de polipropileno e pela presença física das fibras que pode impedir o desenvolvimento de algumas ligações cimentícias, produzindo um material compósito com menor resistência e rigidez.
- vi) Em termos de resistência à compressão não confinada, os resultados indicam que é muito importante evitar a secagem das amostras e, consequentemente, limitar a ocorrência de sucção durante os ensaios UCS cíclicos, uma vez que o fenómeno de sucção induz um aumento considerável da resistência, registada no ensaio UCS pós-cíclico. Nos ensaios triaxiais, a saturação do provete anula a sucção gerada durante a fase cíclica.
- vii) Constata-se que para solos estabilizados, independentemente de estarem ou não reforçados com fibras, a sucção é um parâmetro que afeta a deformação plástica, a energia e a resistência do material, pelo que é extremamente importante que o seu efeito seja mitigado, quer através da utilização de uma membrana a envolver os provetes durante os ensaios UCS cíclicos, quer assegurando que as amostras permaneçam saturadas nos ensaios triaxiais.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de expressar os seus agradecimentos à CIMPOR e à Biu International pelo fornecimento dos ligantes e das fibras, e à Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT/MCTES) pelo apoio financeiro a esta investigação através de fundos nacionais (PIDDAC) no âmbito do projeto de investigação PTDC/ECI-CON/28382/2017, da bolsa de investigação individual 2021.05748.BD, do Instituto para a Sustentabilidade e Inovação em Engenharia de Estruturas (ISISE), com a referência UIDB/04029/2020, ao Laboratório Associado de Produção Avançada e Sistemas Inteligentes (ARISE) com a referência LA/P/0112/2020 e à unidade de I&D Engenharia Química e Recursos Renováveis para a Sustentabilidade (CERES) com a referência UIDB/00102/2020.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abdullah, H. H., Shahin, M. A., Walske, M. L., e Karrech, A. (2020). *Systematic approach to assessing the applicability of fly-ash-based geopolymer for clay stabilization*. Canadian Geotechnical Journal, 57(9), 1356-1368. <https://doi.org/10.1139/cgj-2019-0215>
- Abu-Farsakh, M., Dhakal, S., e Chen, Q. (2015). *Laboratory characterization of cementitiously treated/stabilized very weak subgrade soil under cyclic loading*. Soils and Foundations, 55(3), 504-516. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.sandf.2015.04.003>

- Agboola, O., Sadiku, E. R., Popoola, P., Fayomi, O. S. I., Ayeni, A. O., Dick, D. T., Adegbola, A. T., Moropeng, L., e Ramakhokhovhu, M. (2021). *Surface roughness of ternary blends: Polypropylene/chitosan/sisal fiber membranes*. *Materials Today: Proceedings*, 38, 2342-2346. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.06.513>
- Ahmed, A., e Naggar, M. H. (2018). *Effect of cyclic loading on the compressive strength of soil stabilized with bassanite-tire mixture*. *Journal of Material Cycles and Waste Management*, 20(1), 525-532. <https://doi.org/10.1007/s10163-017-0617-1>
- Åhnberg, H., Johansson, S.-E., Pihl, H., e Carlsson, T. (2003). *Stabilising effects of different binders in some Swedish soils*. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 7(1), 9-23.
- Akbari, H. R., Sharafi, H., e Goodarzi, A. R. (2021). *Effect of polypropylene fiber inclusion in kaolin clay stabilized with lime and nano-zeolite considering temperatures of 20 and 40 °C*. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 80(2), 1841-1855. <https://doi.org/10.1007/s10064-020-02028-x>
- ASTM-D2487. (1998). *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. In: ASTM International.
- Chae, J., Kim, B., Park, S.-w., e Kato, S. (2010). *Effect of suction on unconfined compressive strength in partly saturated soils*. *KSCSE Journal of Civil Engineering*, 14(3), 281-290. <https://doi.org/10.1007/s12205-010-0281-7>
- Chauhan, M. S., Mittal, S., e Mohanty, B. (2008). *Performance evaluation of silty sand subgrade reinforced with fly ash and fibre*. *Geotextiles and Geomembranes*, 26(5), 429-435. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2008.02.001>
- Chen, Q., Indraratna, B., e Rujikiatkamjorn, C. (2016). *Behaviour of lignosulfonate-treated soil under cyclic loading*. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement*, 169(2), 109-119. <https://doi.org/10.1680/grim.15.00004>
- Choobbasti, A. J., e Kutanaei, S. S. (2017). *Effect of fiber reinforcement on deformability properties of cemented sand*. *Journal of Adhesion Science and Technology*, 31(14), 1576-1590. <https://doi.org/10.1080/01694243.2016.1264681>
- Consoli, N. C., Foppa, D., Festugato, L., e Heineck, K. S. (2007). *Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(2), 197-205. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2007\)133:2\(197\)](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:2(197))
- Consoli, N. C., Moraes, R. R., e Festugato, L. (2013). *Variables controlling strength of fibre-reinforced cemented soils*. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement*, 166(4), 221-232. <https://doi.org/10.1680/grim.12.00004>
- Consoli, N. C., Rosa, D. A., Cruz, R. C., e Rosa, A. D. (2011a). *Water content, porosity and cement content as parameters controlling strength of artificially cemented silty soil*. *Engineering Geology*, 122(3), 328-333. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2011.05.017>
- Consoli, N. C., Vendruscolo, M. A., Fonini, A., e Rosa, F. D. (2009). *Fiber reinforcement effects on sand considering a wide cementation range*. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(3), 196-203. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2008.11.005>
- Consoli, N. C., Zortéa, F., de Souza, M., e Festugato, L. (2011b). *Studies on the dosage of fiber-reinforced cemented soils*. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 23(12), 1624-1632.

- Correia, A. A. S. (2011). *Applicability of deep mixing technique to the soft soil of Baixo Mondego* (PhD Thesis, Univ. of Coimbra, Coimbra, Portugal).
- Correia, A. A. S., Lopes, L., e Reis, M. S. (2021). *Advanced predictive modelling applied to the chemical stabilisation of soft soils*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering, 1-11. <https://doi.org/10.1680/jgeen.19.00295>
- Correia, A. A. S., Venda Oliveira, P. J., e Custódio, D. G. (2015). *Effect of polypropylene fibres on the compressive and tensile strength of a soft soil, artificially stabilised with binders*. Geotextiles and Geomembranes, 43(2), 97-106. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2014.11.008>
- Correia, A. A. S., Venda Oliveira, P. J., e Lemos, L. J. L. (2019). *Strength assessment of chemically stabilised soft soils*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering, 172(3), 218-227. <https://doi.org/10.1680/jgeen.17.00011>
- Correia, A. A. S., Venda Oliveira, P. J., Teles, J. M. N. P. C., e Pedro, A. M. G. (2017). *Strength of a stabilised soil reinforced with steel fibres*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering, 170(4), 312-321. <https://doi.org/10.1680/jgeen.16.00200>
- Dall'Aqua, G. P., Ghataora, G., e Ling, U. (2010). *Behaviour of fibre-reinforced and stabilized clayey soils subjected to cyclic loading*. Studia Geotechnica et Mechanica, 32, 3-16.
- EN-197-1. (2000). *Cement - Part 1: Composition, specifications and conformity criteria for common cements*. In: European Committee for Standardization.
- EN-206-1. (2007). *Concrete - Part 1: Specification, performance, production and conformity*. In: European Committee for Standardization.
- EN-13286-7. (2004). *Unbound and hydraulically bound mixtures - Part 7: Cyclic load triaxial test for unbound mixtures*. In: European Committee for Standardization.
- EuroSoilStab. (2002). *Development of design and construction methods to stabilise soft organic soils: Design guide soft soil stabilisation*. In: Industrial and Materials Technologies Programme (Brite-EuRam III), European Commission, p. 94.
- Festugato, L., Fourie, A., e Consoli, N. C. (2013). *Cyclic shear response of fibre-reinforced cemented paste backfill*. Géotechnique Letters, 3(1), 5-12. <https://doi.org/10.1680/geolett.12.00042>
- Fredlund, D. G., Sheng, D., e Zhao, J. (2011). *Estimation of soil suction from the soil-water characteristic curve*. Canadian Geotechnical Journal, 48(2), 186-198.
- Guo, L., Wang, J., Cai, Y., Liu, H., Gao, Y., e Sun, H. (2013). *Undrained deformation behavior of saturated soft clay under long-term cyclic loading*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 50, 28-37. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.01.029>
- Horpibulsuk, S., Miura, N., e Nagaraj, T. S. (2005). *Clay-Water/Cement Ratio Identity for Cement Admixed Soft Clays*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 131(2), 187-192. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2005\)131:2\(187\)](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:2(187))
- Janz, M., e Johansson, S. E. (2002). *The function of different binding agents in deep sathbilization* (9). S. D. S. R. Centre.
- Johnson, D. H., Vahedifard, F., e Peters, J. F. (2021). *Macroscale friction of granular soils under monotonic and cyclic loading based upon micromechanical determination of dissipated energy*. Acta Geotechnica, 16(10), 3027-3039. <https://doi.org/10.1007/s11440-021-01224-7>

- Kamruzzaman, A. H., Chew, S. H., e Lee, F. H. (2009). *Structuration and Destructuration Behavior of Cement-Treated Singapore Marine Clay*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135(4), 573-589. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2009\)135:4\(573\)](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2009)135:4(573))
- Kaniraj, S. R., e Havanagi, V. G. (2001). *Behavior of Cement-Stabilized Fiber-Reinforced Fly Ash-Soil Mixtures*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127(7), 574-584. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2001\)127:7\(574\)](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:7(574))
- Khattak, M. J., e Alrashidi, M. (2006). *Durability and mechanistic characteristics of fiber reinforced soil-cement mixtures*. International Journal of Pavement Engineering, 7(1), 53-62. <https://doi.org/10.1080/10298430500489207>
- Kumar, A., e Gupta, D. (2016). *Behavior of cement-stabilized fiber-reinforced pond ash, rice husk ash-soil mixtures*. Geotextiles and Geomembranes, 44(3), 466-474. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2015.07.010>
- Lau, J., Biscontin, G., e Berti, D. (2021). *Effects of biochar on cement-stabilised peat soil*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement, 176(2), 76-87. <https://doi.org/10.1680/jgrim.19.00013>
- Lemos, L. J. L., Correia, A. A. S., e Venda Oliveira, P. J. (2021). *Behavior of chemically stabilized soils reinforced with fibers under monotonic and cyclic loading*. Geotecnia Journal - Special Issue Commemorating the 50th Anniversary, 152, 509-529. https://doi.org/https://doi.org/10.14195/2184-8394_152_16
- Lenart, S. (2008). The Use of Dissipated Energy at Modeling of Cyclic Loaded Saturated Soils. In T. M. a. Y. Ikeda (Ed.), *Earthquake Engineering: New Research* (pp. 29). Nova Science Publishers, Inc., New York.
- Lorenzo, G. A., e Bergado, D. T. (2004). *Fundamental Parameters of Cement-Admixed Clay - New Approach*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(10), 1042-1050. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2004\)130:10\(1042\)](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:10(1042))
- Lorenzo, G. A., e Bergado, D. T. (2006). *Fundamental characteristics of cement-admixed clay in deep mixing*. Journal of Materials in Civil Engineering, 18(2), 161-174. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2006\)18:2\(161\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2006)18:2(161))
- Martins, L. A., Correia, A. A. S., Venda Oliveira, P. J., e Lemos, L. J. L. (2023). *Effect of the number of loading cycles on the behavior of a stabilized fiber reinforced soft soil – energy evaluation*. Journal of Materials in Civil Engineering <https://doi.org/https://doi.org/10.1061/JMCEE7.MTENG-15231>
- Martins, L. A., Correia, A. A. S., Venda Oliveira, P. J., e Lemos, L. J. L. (2024). *Using the shakedown theory to study the cyclic behaviour of an unreinforced and fibre-reinforced stabilized soft soil*. International Journal of Geotechnical Engineering, 1-12. <https://doi.org/10.1080/19386362.2024.2359816>
- Narani, S. S., Abbaspour, M., Hosseini, S. M. M. M., e Nejad, F. M. (2020). *Long-term dynamic behavior of a sandy subgrade reinforced by Waste Tire Textile Fibers (WTFs)*. Transportation Geotechnics, 24, 100375. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100375>
- Narani, S. S., Zare, P., Abbaspour, M., Fahimifar, A., Siddiqua, S., e Mir Mohammad Hosseini, S. M. (2021). *Evaluation of fiber-reinforced and cement-stabilized rammed-earth composite under cyclic loading*. Construction and Building Materials, 296, 123746. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123746>

- Ni, J., Indraratna, B., Geng, X., Carter, J. P., e Chen, Y. (2015). *Model of soft soils under cyclic loading*. International Journal of Geomechanics, 15(4), 04014067.
- Nie, R., Li, Y., Leng, W., Mei, H., Dong, J., e Chen, X. (2020). *Deformation characteristics of fine-grained soil under cyclic loading with intermittence*. Acta Geotechnica, 15(11), 3041-3054. <https://doi.org/10.1007/s11440-020-00955-3>
- Olgun, M. (2013). *Effects of polypropylene fiber inclusion on the strength and volume change characteristics of cement-fly ash stabilized clay soil*. Geosynthetics International, 20(4), 263-275. <https://doi.org/10.1680/gein.13.00016>
- Ostadan, F., Deng, N., e Arango, I. (1996). *Energy-based Method for Liquefaction Potential Evaluation. Phase I, Feasibility Study*. National Institute of Standards and Technology, Building and Fire Research
- Park, S. S. (2011). *Unconfined compressive strength and ductility of fiber-reinforced cemented sand*. Construction and Building Materials, 25(2), 1134-1138. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.07.017>
- Plé, O., e Lê, T. N. H. (2012). *Effect of polypropylene fiber-reinforcement on the mechanical behavior of silty clay*. Geotextiles and Geomembranes, 32, 111-116. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2011.11.004>
- Sas, W., Gluchowski, A., Bursa, B., e Szymański, A. (2017). *Energy-based analysis of permanent strain behaviour of cohesive soil under cyclic loading*. Acta Geophysica, 65(2), 331-344. <https://doi.org/10.1007/s11600-017-0028-7>
- Tang, C., Shi, B., Gao, W., Chen, F., e Cai, Y. (2007). *Strength and mechanical behavior of short polypropylene fiber reinforced and cement stabilized clayey soil*. Geotextiles and Geomembranes, 25(3), 194-202. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2006.11.002>
- Varkuti, H. R. (2015). *Influence Of Cyclic Loading On The Bearing Capacity Of Treated Soil*. In: Faculty of Civil Engineering, Bauhaus University Weimar.
- Venda Oliveira, P. J., e Cabral, D. J. R. (2023). *Behaviour of sand stabilised with xanthan gum under unconfined and confined conditions*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement, 176(1), 3-13. <https://doi.org/10.1680/jgrim.20.00065>
- Venda Oliveira, P. J., Correia, A. A. S., e Cajada, J. C. A. (2018). *Effect of the type of soil on the cyclic behaviour of chemically stabilised soils unreinforced and reinforced with polypropylene fibres*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 115, 336-343. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.09.005>
- Venda Oliveira, P. J., Correia, A. A. S., e Garcia, M. R. (2013). *Effect of Stress Level and Binder Composition on Secondary Compression of an Artificially Stabilized Soil*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 139(5), 810-820. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000762](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000762)
- Venda Oliveira, P. J., Correia, A. A. S., e Lopes, T. J. S. (2014). *Effect of organic matter content and binder quantity on the uniaxial creep behavior of an artificially stabilized soil*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 140. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001158](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001158)
- Venda Oliveira, P. J., Correia, A. A. S., Teles, J. M. N. P. C., e Custódio, D. G. (2016). *Effect of fibre type on the compressive and tensile strength of a soft soil chemically stabilised*. Geosynthetics International, 23(3), 171-182. <https://doi.org/10.1680/jgein.15.00040>

- Venda Oliveira, P. J., Correia, A. A. S., Teles, J. M. N. P. C., e Pedro, A. M. G. (2017). *Effect of cyclic loading on the behaviour of a chemically stabilised soft soil reinforced with steel fibres*. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 92, 122-125. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.10.006>
- Xia, P., Shao, L., e Deng, W. (2021). *Mechanism study of the evolution of quasi-elasticity of granular soil during cyclic loading*. *Granular Matter*, 23(4), 84. <https://doi.org/10.1007/s10035-021-01157-8>
- Yilmaz, Y. (2009). *Experimental investigation of the strength properties of sand–clay mixtures reinforced with randomly distributed discrete polypropylene fibers*. *Geosynthetics International*, 16(5), 354-363. <https://doi.org/10.1680/gein.2009.16.5.354>
- Zaimoglu, A. S., e Yetimoglu, T. (2012). *Strength behavior of fine grained soil reinforced with randomly distributed polypropylene fibers*. *Geotechnical and Geological Engineering*, 30(1), 197-203.

ENSAIOS DE CISALHAMENTO SIMPLES NA AREIA DA PRAIA DE IPANEMA

Direct simple shear tests on the Ipanema Beach sand

Tiago E. S. Schuck^a, Vitor N. Aguiar^b, Graziella M. F. Jannuzzi^c, Alberto S. F. J. Sayão^a

^a Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Brasil

^b Fugro, Brasil

^c Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil

RESUMO – Este trabalho teve como objetivo investigar o comportamento tensão-deformação-resistência da areia da Praia de Ipanema/RJ, Brasil, em ensaios de cisalhamento simples (DSS), realizados em corpos de prova cilíndricos secos, cisalhados a volume constante sob carregamento monótono de deformação controlada. Os corpos de prova foram moldados em classificações de compactidade relativa (CR) que variaram de fofo a muito compacto, e cisalhados a partir de valores de tensão vertical inicial (σ_0) que variaram de 25 a 750 kPa. Os resultados permitiram avaliar a influência de σ_0 e do índice de vazios pré-cisalhamento (epc) no comportamento tensão-deformação durante o cisalhamento simples.

ABSTRACT – This paper aimed to investigate the stress-strain-strength behavior of the Ipanema Beach (RJ) sand, Brazil, in direct simple shear tests (DSS), carried out on dry cylindrical specimens, sheared at constant volume under strain-controlled monotonic loading. The specimens were prepared in relative density classifications ranging from loose to very dense and sheared from initial vertical stress values (σ_0) that varied from 25 to 750 kPa. The influence of σ_0 and pre-shear void ratio on the stress-strain behavior during the direct simple shear was evaluated.

Palavras Chave – ensaio de cisalhamento simples (DSS), areia, resistência ao cisalhamento, compactidade relativa.

Keywords – simple shear test, sand, shear strength, relative density.

1 – INTRODUÇÃO

Em função da ocorrência de espessos depósitos de argila mole ao longo do litoral brasileiro, onde está concentrada a maior parte das cidades mais populosas do país, aliada aos desafios de engenharia decorrentes das características geotécnicas deste tipo de solo (baixa permeabilidade e elevada compressibilidade, o que resulta em baixo coeficiente de adensamento; comportamento não drenado frente às solicitações mais comuns de engenharia; baixa resistência não drenada etc.), inúmeras pesquisas já foram e estão sendo desenvolvidas no âmbito acadêmico para determinação das propriedades geotécnicas desses depósitos. Por outro lado, são poucas as pesquisas que visam investigar as propriedades geotécnicas dos depósitos de areia do litoral brasileiro, como por exemplo, a desenvolvida por Oliveira Filho (1987), que realizou ensaios triaxiais CID na areia da Praia de São Francisco, Niterói, RJ. Visando suprir ao menos em parte essa carência, em 2014, foi iniciado um programa de pesquisa na Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ) com a

E-mails: tiagoschuck@yahoo.com.br (T.Schuck), vitor.aguiar@fugro.com (V.Aguiar), jannuzzi@coc.ufrj.br (G.Jannuzzi), sayao@puc-rio.br (A.Sayão)

finalidade de determinar as propriedades geotécnicas das areias do litoral do estado do Rio de Janeiro, Brasil. Embora o programa tenha sido iniciado com a areia da praia de Itaipuaçu, Niterói (Nunes, 2014), a areia da Praia de Ipanema, na cidade do Rio de Janeiro, tem sido, até então, a mais estudada, com a Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio) unindo-se à UFRJ nesta linha de pesquisa (Simões, 2015; Costa, 2020; Coutinho, 2021; Soares et al, 2022 e Domingos, 2022). Ainda antes da criação desta linha de pesquisa, a areia da Praia de Ipanema já tinha sido objeto de investigação na PUC-Rio (Ratton, 1993). Conforme destacado por Costa et al. (2022), a areia da Praia de Ipanema é relevante no contexto da engenharia geotécnica por se encontrar numa região de alta densidade populacional, com muitas obras civis e de infraestrutura urbana, a exemplo da recente expansão do metrô da cidade do Rio de Janeiro.

No âmbito desta linha de pesquisa, um programa experimental foi desenvolvido com o objetivo de investigar a influência da compactação relativa (CR) e da tensão vertical inicial (σ_0) no comportamento tensão-deformação-resistência da areia da Praia de Ipanema em ensaios de cisalhamento simples (DSS). Os ensaios foram realizados em corpos de prova cilíndricos secos, cisalhados a volume constante, sob carregamento monótono de deformação controlada. Neste artigo, os principais resultados desse programa de ensaios são apresentados e analisados.

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 – Coleta e preparação da amostra

A amostra deformada da areia da Praia de Ipanema foi coletada próximo ao Posto 9, em frente ao edifício nº 272 da Avenida Vieira Souto, a cerca de 50 m de distância do calçadão (Figura 1). Com a finalidade de evitar resíduos na amostra, foi removida uma camada superficial da areia de cerca de 20 cm de espessura. Em seguida, cerca de 20 kg de areia foram coletados e transportados ao Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio, onde a amostra foi preparada e submetida aos ensaios de caracterização geotécnica. A areia foi lavada com água destilada com o objetivo de diminuir a concentração de sais e retirar impurezas. Em seguida, a amostra foi mantida em estufa a 60° C por 24 horas para secagem, sendo posteriormente armazenada em um recipiente plástico para evitar contaminação. O teor de umidade da areia foi determinado através do método da estufa, obtendo-se um valor médio de 0,05 %.

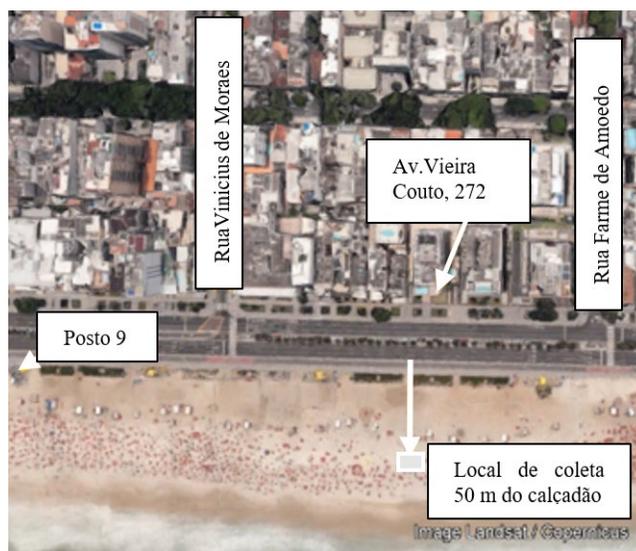


Fig. 1 – Local de coleta da amostra da areia da Praia de Ipanema (Google Earth).

2.2 – Caracterização geotécnica

A análise granulométrica foi realizada com três ensaios de peneiramento, seguindo a norma NBR 7181 (ABNT, 2016). Constatou-se que nenhuma fração da amostra passava na peneira nº 200 (abertura 0,075 mm). A Figura 2 apresenta as três curvas granulométricas da areia da Praia de Ipanema obtidas neste trabalho, juntamente com as curvas granulométricas obtidas por Simões (2015) e Costa (2020) em amostras coletadas exatamente no mesmo local (Figura 1).

A partir das três curvas granulométricas deste trabalho, de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), norma D 2487 (ASTM, 2017), a areia da Praia de Ipanema é composta por 60 % de areia fina e 40 % de areia média, com $D_{10} = 0,28$ mm, $D_{30} = 0,35$ mm, $D_{50} = 0,41$ mm e $D_{60} = 0,45$ mm, que levam a valores de coeficiente de não uniformidade (CNU) de 1,61 e de coeficiente de curvatura (CC) de 0,97, sendo classificada como “poorly graded sand” (SP), isto é, “areia mal graduada”, conforme a Figura 2. De acordo com a norma NBR 6502 (ABNT, 1995), o valor de CC leva ainda a areia a ser classificada como “uniforme”. Portanto, a areia da Praia de Ipanema é classificada como “areia fina e média, mal graduada e uniforme”

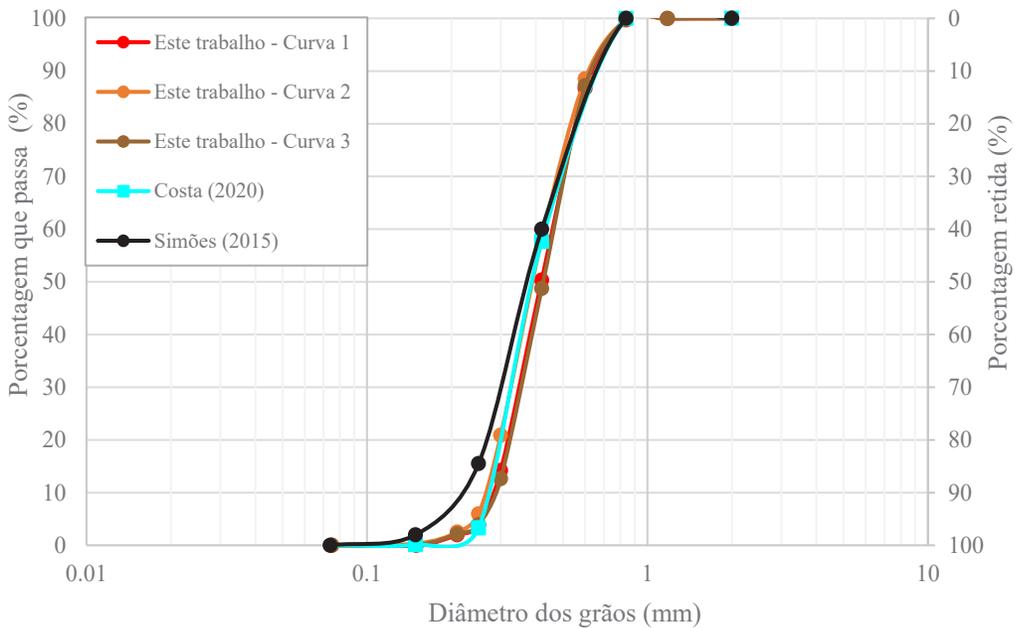


Fig. 2 – Curvas granulométricas da areia da Praia de Ipanema.

Com base na análise microscópica realizada em uma amostra coletada no mesmo local (Figura 1), Costa et al. (2022) constataram que a areia da Praia de Ipanema é composta por grãos de quartzo, com alguns fragmentos de concha. Com base no gabarito de Pettijohn (1949), apud Lambe & Whitman (1969, p.45), foram identificados na amostra grãos sub-angulares a sub-arredondados. De acordo com o gabarito de Krumbein & Sloss (1963) apud Cho et al. (2006), os grãos possuem esfericidade (S) de 0,7, arredondamento (R) de 0,5, e regularidade (ρ) de 0,6, corroborando a classificação obtida pelo gabarito de Pettijohn (1949).

Neste trabalho, em três determinações de densidade relativa dos grãos (G_s) realizadas pelo ensaio do picnômetro seguindo a norma NBR 6458 (ABNT, 2016b), obteve-se um valor médio de 2,654.

Os ensaios de determinação de índice de vazios máximo e mínimo foram realizados não apenas para a caracterização da areia da Praia de Ipanema, mas principalmente para o planejamento dos procedimentos que viriam a ser adotados para moldagem dos corpos de prova dos ensaios de DSS. Para tanto, foram realizados também ensaios de determinação de índice de vazios intermediários.

Costa et al. (2022), Coutinho (2021) e Soares et al. (2022) compararam resultados obtidos pela aplicação de diferentes métodos indicados na literatura para determinação do índice de vazios máximo ($e_{\text{máx}}$) da areia da Praia de Ipanema. No presente trabalho, com base na experiência adquirida pelos referidos autores, foi utilizado o método B da norma ASTM D 4254-16 (2016). Ciente da influência das dimensões do molde nos resultados, foi utilizado um molde cilíndrico de latão com dimensões internas iguais às dos corpos de prova dos ensaios DSS ($d = 63,5$ mm, $h = 16,0$ mm, $V = 51$ cm³), e um tubo de acrílico com dimensões internas apropriadas ao molde conforme preconizado pela referida norma ($d = 44,5$ mm e $h = 42,4$ mm). Nas dez determinações efetuadas, foram obtidos valores de índice de vazios entre 0,672 e 0,695, sendo o valor médio igual a 0,683. Esses valores são menores do que o valor de $e_{\text{máx}}$ obtido por Costa et al. (2022) na areia da Praia de Ipanema, igual a 0,760, também pelo método B da norma ASTM D 4254-16 (2016), porém utilizando como molde o cilindro Proctor Normal ($V = 1000$ cm³).

Para a determinação dos índices de vazios mínimo e intermediários, foi aplicado o método de pluviação através de peneiras (Miura & Toki, 1982), utilizando funis com diâmetros de boca iguais a 5, 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90 e 100 mm. O método prevê que quanto menor o diâmetro da boca do funil, menor o índice de vazios (e) obtido para a mesma altura de queda. Foi utilizada uma sequência de sete peneiras, sendo, de cima para baixo, quatro peneiras n° 4 (malha com abertura de 4,75 mm) e três peneiras n° 5/16" (malha com abertura de 7,94 mm). Com essa sequência, obteve-se uma pluviação de areia bastante uniforme.

O molde utilizado foi o mesmo descrito para obtenção do índice de vazios máximo. Foram realizadas duas baterias de ensaios, sendo que, em cada bateria, foram realizadas cinco determinações para cada diâmetro. A Figura 3 apresenta as curvas “índice de vazios x diâmetro da boca do funil” obtidas nas duas baterias. As curvas passam pelos valores médios de “ e ” obtidos para cada diâmetro

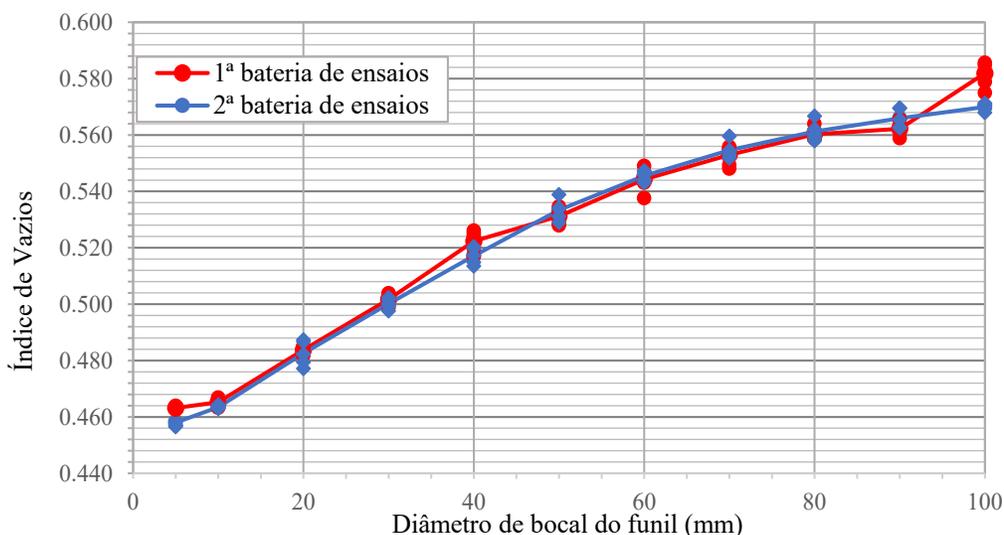


Fig. 3 – Curvas “índice de vazios x diâmetro da boca do funil”.

2.3 – Procedimento dos ensaios de cisalhamento simples (DSS)

Os ensaios de DSS foram realizados no Laboratório de Ensaio de Campo e Instrumentação Prof^o Marcio Miranda Soares, da COPPE/UFRJ, no equipamento ShearTrac-II-DSS, Geocomp. Os ensaios foram realizados em corpos de prova cilíndricos da areia da Praia de Ipanema, secos em estufa de 60 °C ($w = 0,05\%$), com diâmetro de 63,5 mm e altura de 16 mm. Todos os ensaios, desde a moldagem dos corpos de prova até a finalização da etapa de cisalhamento, foram realizados mantendo a temperatura da sala em $20 \pm 1^\circ\text{C}$.

As classificações quanto à compactação relativa (CR) utilizadas como referência para a moldagem dos corpos de prova foram as apresentadas por Lambe & Whitman (1969). Adotando como referência os valores de e_{\min} e e_{\max} reportados por Costa et al. (2022), respectivamente iguais a 0,435 e 0,760, o valor médio de índice de vazios obtido aplicando o método B da norma ASTM D 4254-16 (2016) com o molde com as mesmas dimensões do corpo de prova do ensaio de DSS (item 2.2), igual a 0,683, corresponde a $CR = 24\%$. Este valor é superior ao limite máximo da classificação “muito fofo” de Lambe & Whitman (1969), igual a 15%, razão pela qual não foi possível moldar corpos de prova “muito fofos” para os ensaios de DSS. Para a moldagem dos corpos de prova nas demais classificações de CR foram adotados os métodos apresentados no Quadro 1, planejados com base nos valores de CR calculados a partir dos valores de índice de vazios obtidos dos ensaios de caracterização descritos no item 2.2.

Quadro 1 – Métodos aplicados para moldagem dos corpos de prova dos ensaios de DSS com diferentes classificações de CR.

| Classificação quanto ao valor de CR | Intervalo de valores de CR (Lambe & Whitman, 1969) | Método utilizado neste trabalho | Intervalo de valores de CR obtidos nos ensaios de caracterização deste trabalho (%) |
|--|---|--|--|
| Fofo | 15 % a 35 % | Método B da norma ASTM D 4254-16 (2016) | 20 % a 27 % (*) |
| Médio | 35 % a 65 % | Pluviação através de peneiras, funil $\phi = 100$ mm | 55 % a 57 % (*) |
| Compacto | 65 % a 85 % | Pluviação através de peneiras, funil $\phi = 40$ mm | 73 % a 74 % (*) |
| Muito Compacto | 85 % a 100 % | Pluviação através de peneiras, funil $\phi = 5$ mm | 91 % a 93 % (*) |

(*) valores calculados com os valores de “e” obtidos nos ensaios de caracterização descritos no item 2.2 e considerando os valores de e_{\max} e e_{\min} obtidos por Costa et al. (2022).

Os corpos de prova foram moldados diretamente sobre o pedestal do equipamento de DSS. Primeiramente, uma membrana de látex era fixada junto ao pedestal com elásticos de borracha (Figura 4a), e um molde bipartido de latão era montado e posicionado sobre o pedestal (Figuras 4b e 4c). Em seguida, uma sucção de 13 kPa era aplicada entre a parede interna do molde e a membrana via duas mangueiras acopladas ao molde por dois engates rápidos diametralmente opostos, com a finalidade de garantir a perfeita aderência da membrana à superfície interna do molde. A membrana era então dobrada junto à borda do molde (Figura 4c).

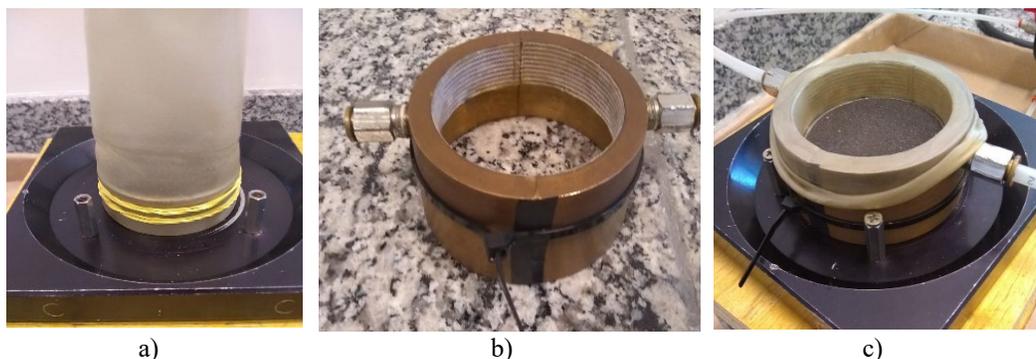


Fig. 4 – (a) Posicionamento da membrana de látex; (b) Molde bipartido sendo montando(c) Membrana de látex dobrada junto à borda do molde bipartido.

Para moldagem dos corpos de prova fofos, realizada segundo o método B da norma ASTM D 4254-16 (2016), um tubo de acrílico era centralizado sobre o pedestal (Figura 5a) e, em seguida, a areia era depositada cuidadosamente dentro do tubo de acrílico (Figura 5b). Com uma caneta levantando o anel de arame fixado junto ao topo do tubo, realizava-se um movimento rápido vertical para cima, de forma a retirar o tubo de dentro do molde, com a areia preenchendo rapidamente todo o interior do molde (Figura 5c).

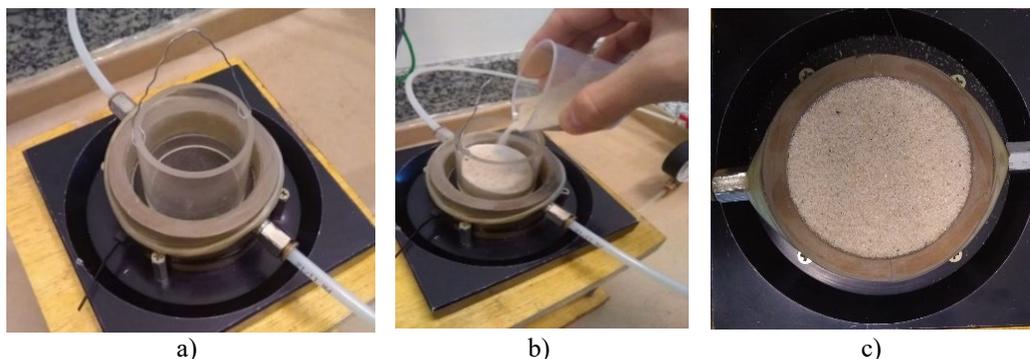
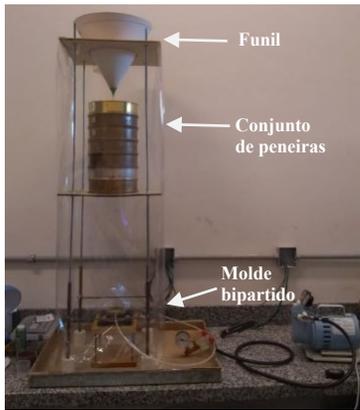


Fig. 5 – (a) Tubo de acrílico centralizado sobre o pedestal; (b) Preenchimento do tubo com areia; (c) Molde preenchido com areia e superfície arrasada.

A moldagem dos corpos de prova médios, compactos e muito compactos foi realizada pelo método de pluviação através de peneiras utilizando a sequência de peneiras descrita no item 2.2 (Figura 6a). A areia era depositada dentro do funil, cuja boca era tampada com uma placa de madeira (Figura 6b). Com um movimento horizontal rápido, a placa de madeira era retirada, dando início à pluviação da areia através das peneiras, com deposição dentro do molde bipartido.

Após o preenchimento do molde com areia, o topo do corpo de prova era nivelado junto ao topo do molde, o cabeçote era posicionado sobre o corpo de prova e a membrana de látex era desdobrada, vestindo a lateral do cabeçote e presa ao cabeçote com elásticos de borracha. Para dar sustentação ao corpo de prova, antes da retirada do molde bipartido, era aplicada uma sucção de 5 kPa na base do corpo de prova por uma mangueira acoplada à base do pedestal. Em seguida, desconectavam-se as mangueiras laterais, o molde bipartido era retirado e verificava-se a uniformidade da geometria do corpo de prova (Figura 7a). Posteriormente, tomavam-se medidas do perímetro do corpo de prova com uma fita milimétrica (Figura 7b). A altura do corpo de prova era calculada a partir da distância vertical, tomada com um paquímetro de profundidade, entre a viga de um pórtico e o topo do



a)



b)

Fig. 6 – (a) Aparato para moldagem dos corpos de prova médios, compactos e muito compactos; (b) Deposição da areia para iniciar a pluviação.

cabeçote (Figura 7c), e a partir da mesma distância tomada previamente de maneira idêntica, porém com um cilindro de aço de altura conhecida no lugar do corpo de prova. Com a sucção ainda aplicada à base do corpo de prova, uma camada bem fina de glicerina era passada ao longo da superfície externa da membrana, e dezessete anéis justapostos de teflon eram então cuidadosamente posicionados ao redor do corpo de prova (Figura 7d). Finalmente, limpava-se e pesava-se o conjunto “base do DSS + corpo de prova + cabeçote + acessórios” na mesma balança digital utilizada na pesagem prévia do mesmo conjunto porém sem o corpo de prova. O conjunto era então posicionado dentro da caixa de cisalhamento do equipamento DSS (Figura 8a).



a)



b)



c)



d)

Fig. 7 – Finalização da moldagem e tomada das medidas do corpo de prova.

O ensaio era constituído de duas fases: compressão edométrica e cisalhamento simples. Na fase de compressão edométrica, a força vertical e a consequente variação de altura do corpo de prova eram registradas por transdutores eletrônicos de força e de deslocamento, respectivamente. A fase de compressão edométrica era realizada em um único estágio de carregamento, com duração mínima de 10 min, mas até a estabilização da deformação vertical.

Antes de iniciar a fase de cisalhamento, calculava-se a altura pré-cisalhamento do corpo de prova descontando da altura inicial a variação de altura devido à tensão vertical inicial (σ_0) aplicada na fase de compressão edométrica, levando-se em conta a compressibilidade do sistema, previamente determinada. Com este valor, calculava-se o deslocamento horizontal final a ser atingido na fase de cisalhamento, correspondente a uma distorção (γ) de 30%. Calculava-se também a velocidade de deslocamento horizontal a ser imposta à caixa de cisalhamento, correspondente a

uma velocidade de distorção (dy/dt) de 10 %/h. O cisalhamento era realizado a volume “constante” via servo-controle do equipamento, que ajustava a força vertical aplicada ao longo do cisalhamento de modo a manter a altura do corpo de prova “constante”. A velocidade de 10 %/h foi definida com base em resultados de ensaios preliminares realizados com o intuito de investigar a influência da velocidade no funcionamento do servo-controle do equipamento. Após a configuração do equipamento, iniciava-se a fase de cisalhamento, durante a qual eram registradas medidas de força horizontal, força vertical, deslocamento horizontal e deslocamento vertical por transdutores eletrônicos (Figura 8b).

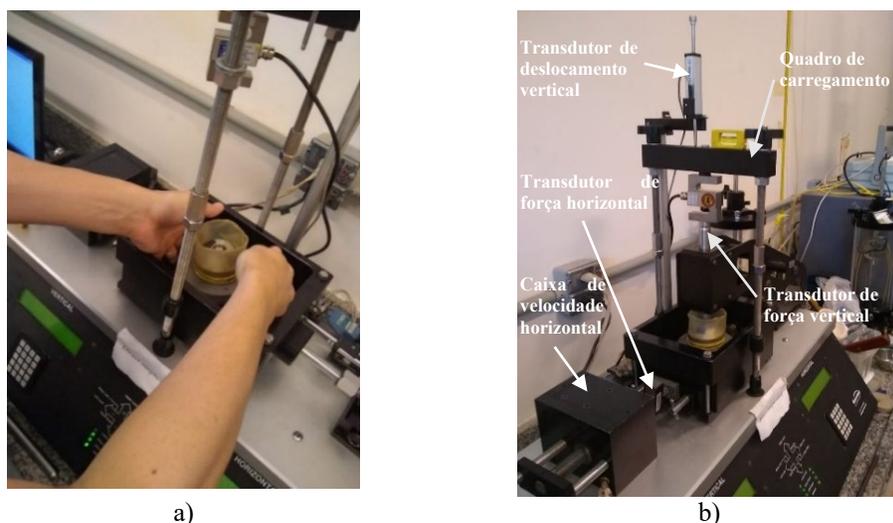


Fig. 8 – (a) Posicionamento do conjunto no equipamento de DSS; (b) Equipamento DSS durante um ensaio.

Os ensaios de DSS foram realizados em corpos de prova moldados em quatro diferentes classificações de CR_0 : fofo, médio, compacto e muito compacto. Para cada uma dessas classificações de CR_0 , foram realizados ensaios sob sete diferentes valores de tensão vertical inicial (σ_0): 25, 50, 100, 150, 300, 500 e 750 kPa. Para CR_0 fofo, dois ensaios foram repetidos, sendo um com $\sigma_0 = 50$ kPa e o outro com $\sigma_0 = 500$ kPa. Sendo assim, foi realizado um total de trinta ensaios de DSS.

3 – RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS DE DSS

As Figuras 9 a 12 apresentam as seguintes curvas obtidas dos corpos de prova moldados das fases de cisalhamento dos ensaios de DSS, agrupadas por classificação de CR_0 : variação da tensão vertical (σ_0) versus γ ; ($\Delta\sigma/\sigma_0$) versus γ ; tensão cisalhante no plano horizontal (τ) versus γ ; (τ/σ) versus γ ; τ versus σ . As Figuras 13 e 14 apresentam as curvas σ versus γ , τ versus γ , (τ/σ) versus γ agrupadas por valor de σ_0 , para $\sigma_0 = 25$ kPa e $\sigma_0 = 750$ kPa, respectivamente. As curvas agrupadas para os demais valores de σ_0 são apresentadas por Schuck (2022). Nas legendas das figuras, os ensaios são identificados como “X kPa ($e_{pc} = Y$)”, onde X é o valor de σ_0 em kPa, e Y é o valor do índice de vazios após a compressão edométrica, isto é, pré-cisalhamento (e_{pc}). O Quadro 2 apresenta os valores de algumas grandezas obtidas dos ensaios de DSS

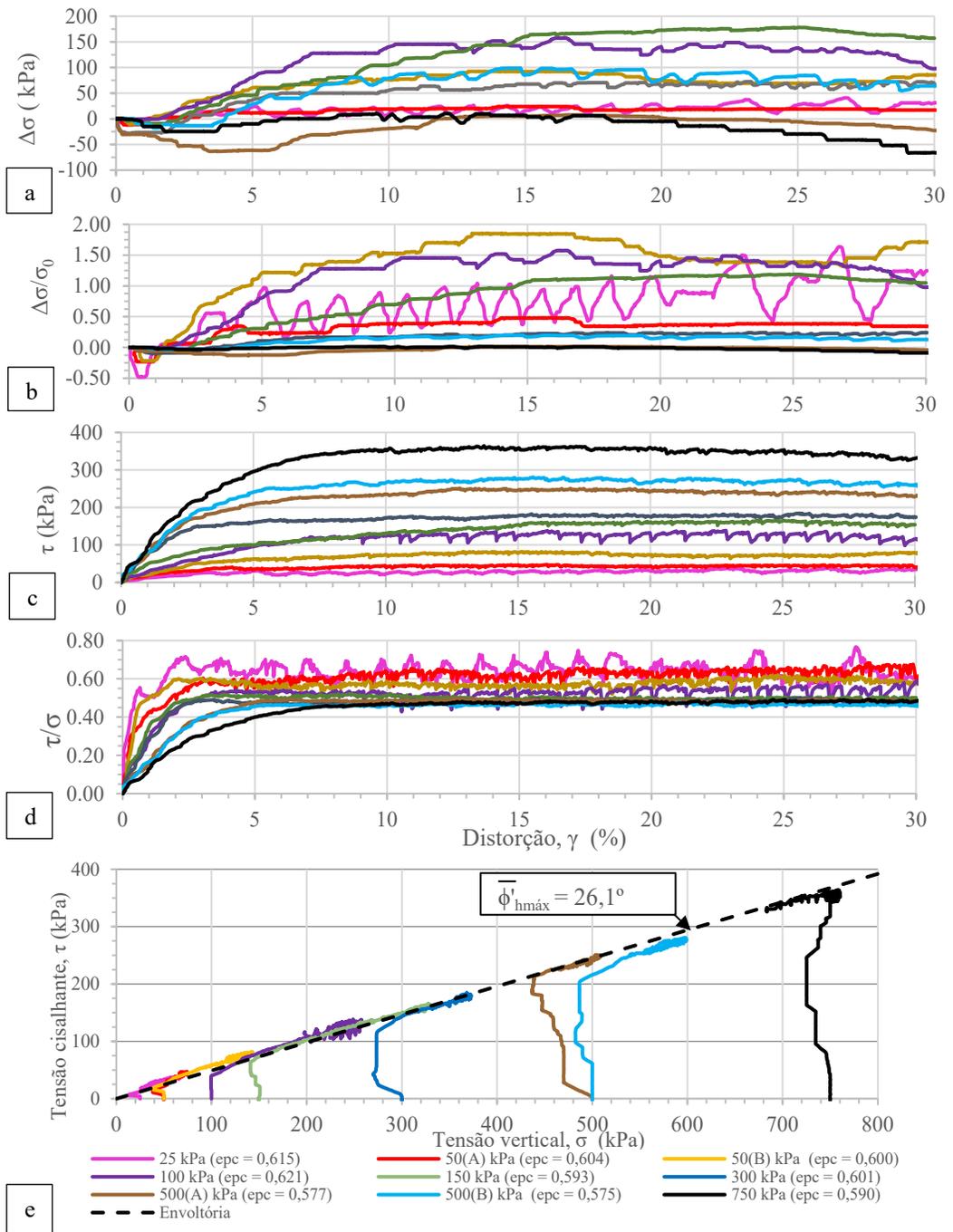


Fig. 9 – Curvas (a) $\Delta\sigma$ x γ , (b) $(\Delta\sigma/\sigma_0)$ x γ , (c) τ x γ , (d) τ/σ x γ e (e) τ x σ CR₀ fofo.

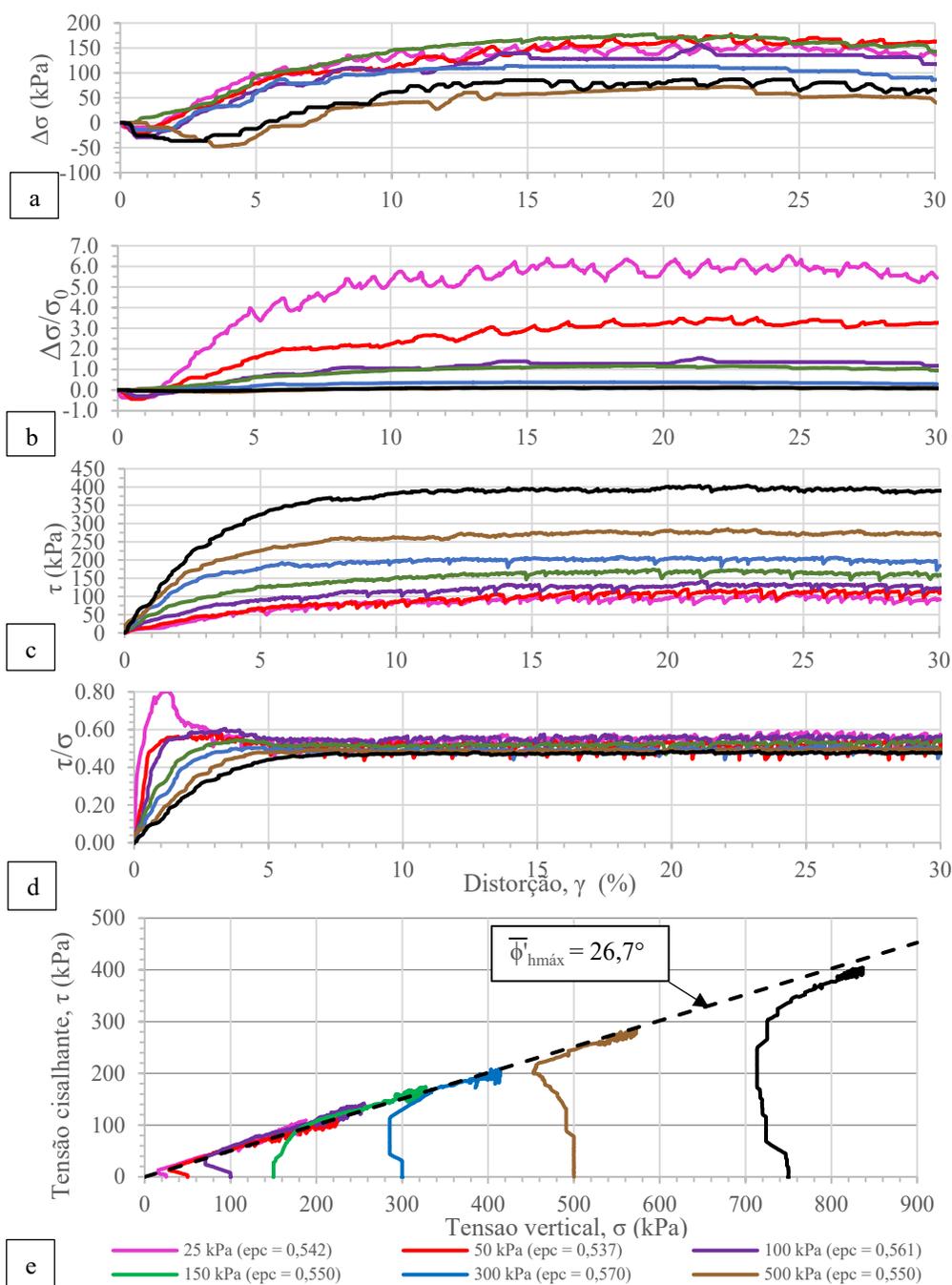


Fig. 10 – Curvas (a) $\Delta\sigma$ x γ , (b) $(\Delta\sigma/\sigma_0)$ x γ , (c) τ x γ , (d) τ/σ x γ e (e) τ x σ CR₀ médio.

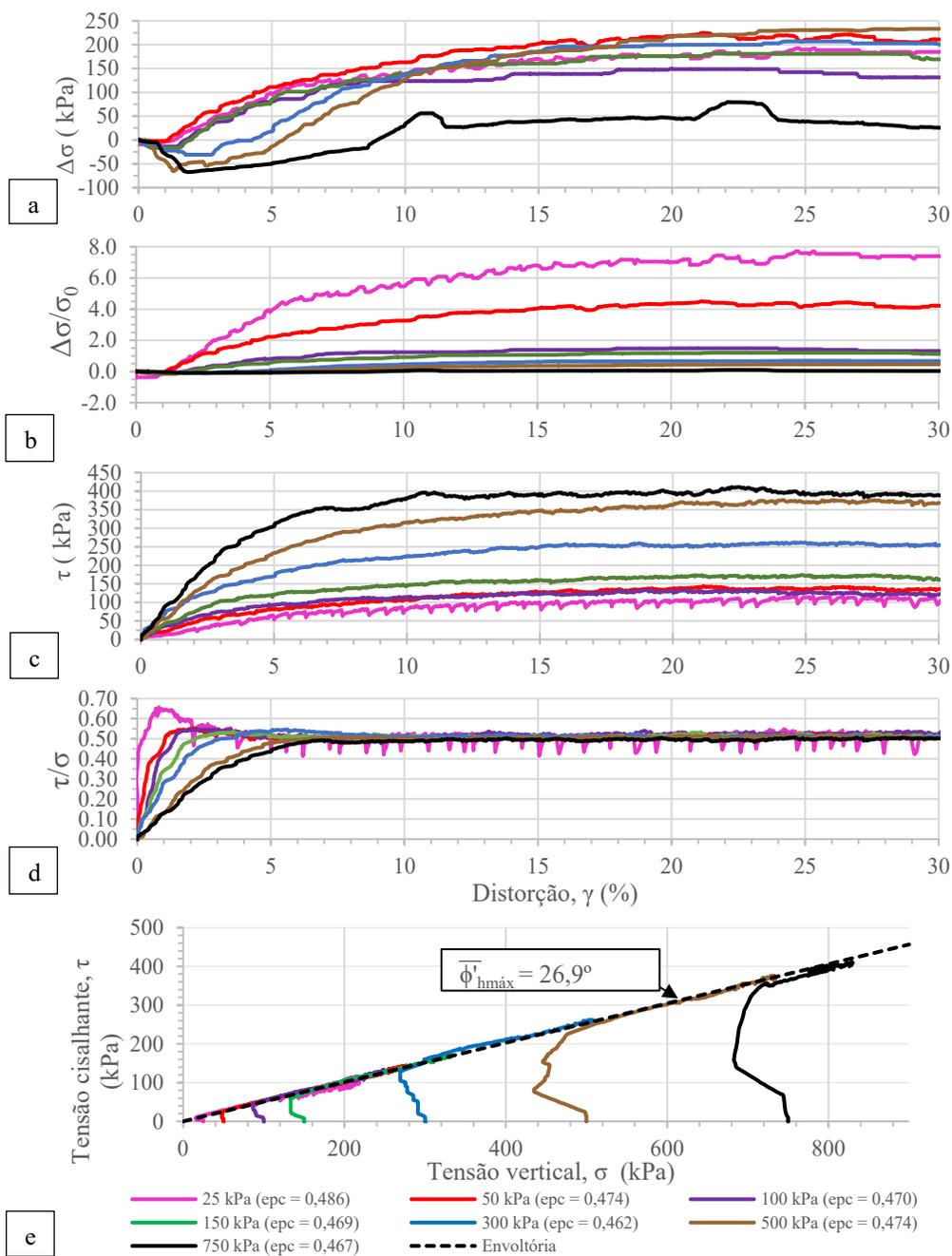


Fig. 11 – Curvas (a) $\Delta\sigma$ x γ , (b) $(\Delta\sigma/\sigma_0)$ x γ , (c) τ x γ , (d) τ/σ x γ e (e) τ x σ CR₀ compacto.

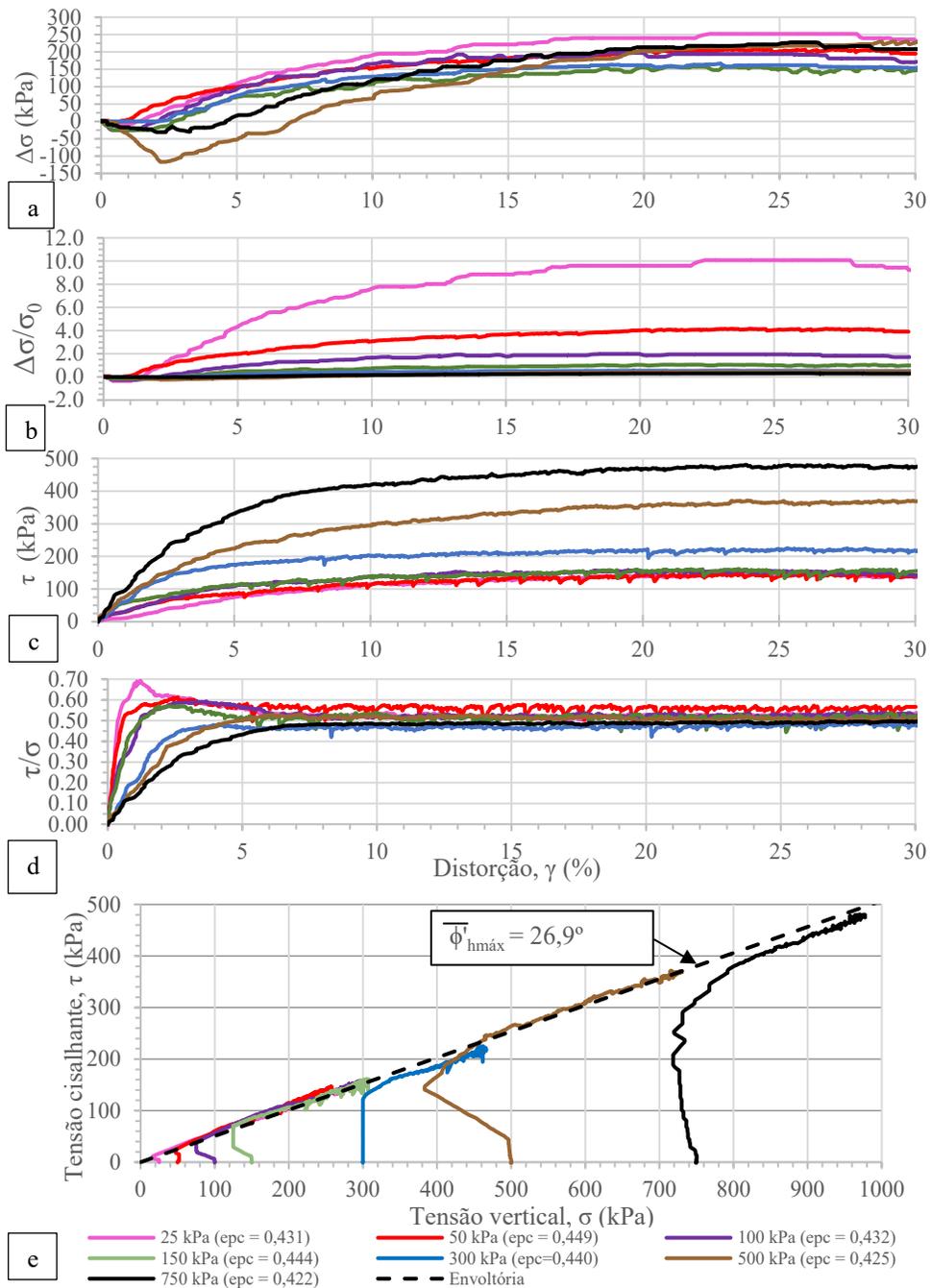


Fig. 12 – Curvas (a) $\Delta\sigma$ x γ , (b) $(\Delta\sigma/\sigma_0)$ x γ , (c) τ x γ , (d) τ/σ x γ e (e) τ x σ CR₀ muito compacto.

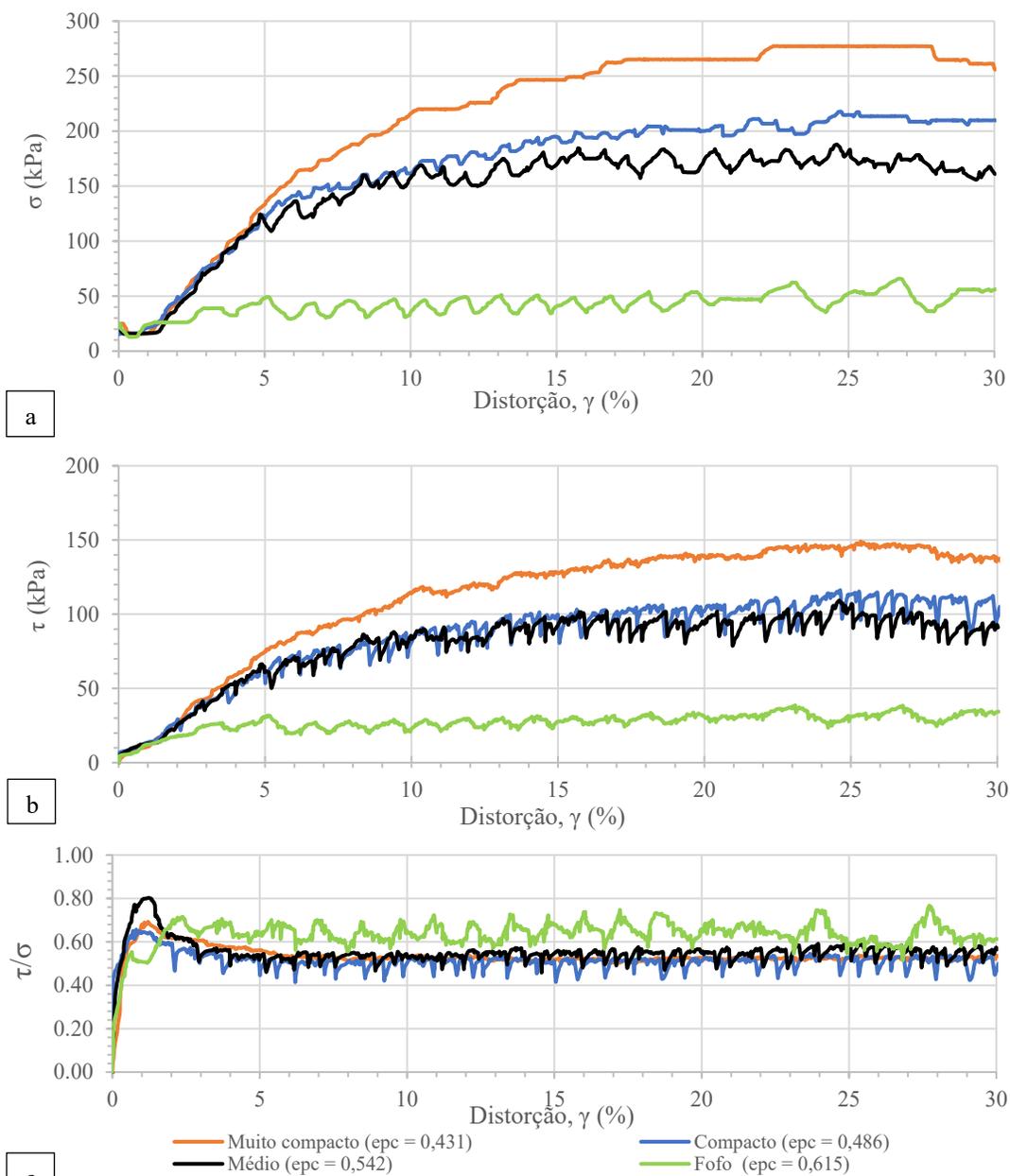


Fig. 13 – Curvas (a) $\sigma \times \gamma$, (b) $\tau \times \gamma$ e (c) $\tau/\sigma \times \gamma$ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 25$ kPa.

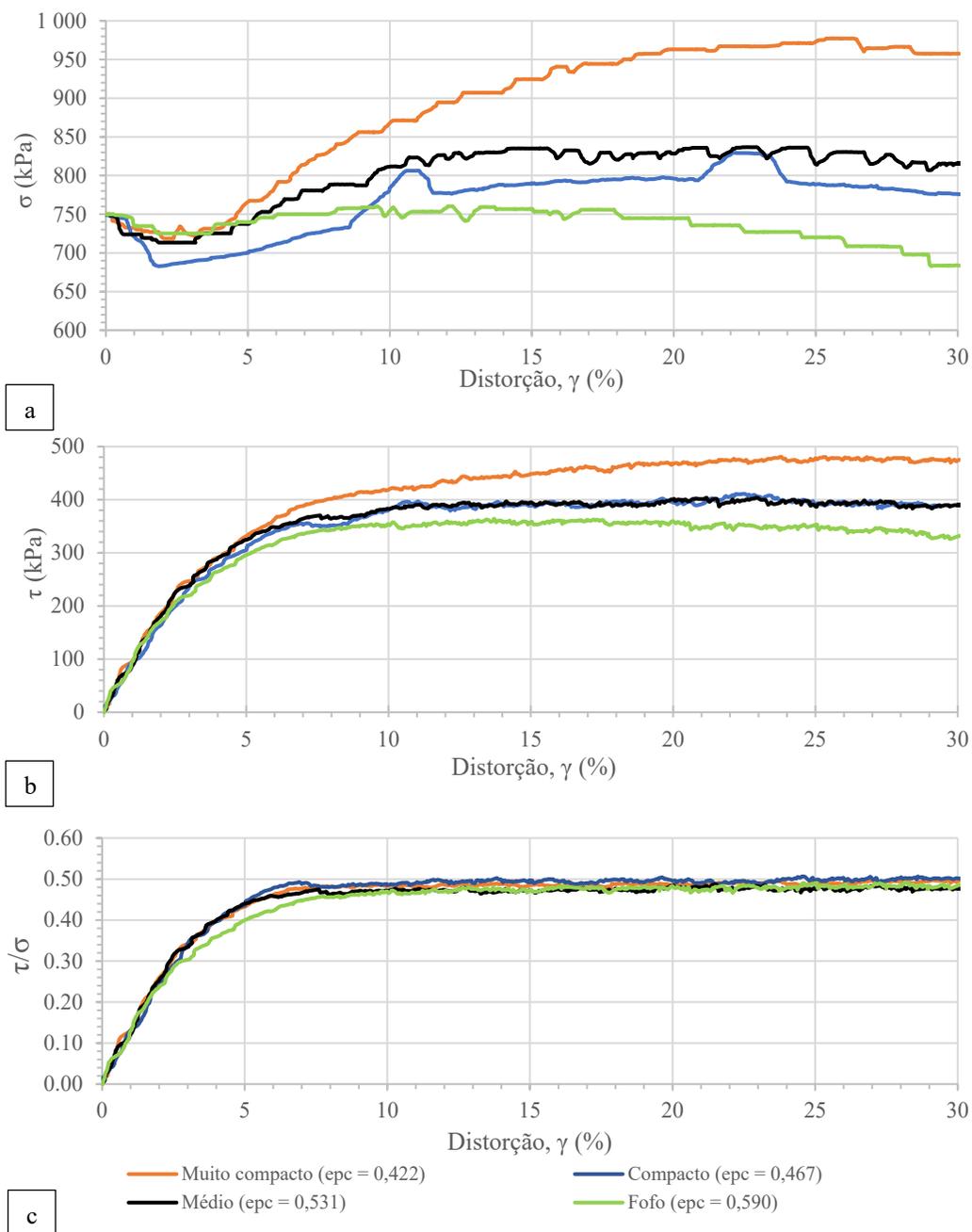


Fig. 14 – Curvas (a) σ x γ , (b) τ x γ e (c) τ/σ x γ dos corpos de prova submetidos a $\sigma_0 = 750$ kPa.

Quadro 2 – Resultados obtidos nos ensaios de DSS.

| e ₀ | CR ₀ (%) | Classif. de CR ₀ | σ ₀ (kPa) | Δh _c (mm) | ε _{pc} | CR _{pc} (%) | Δσ _{máx} (kPa) | Δσ _{máx} /σ ₀ | γ _{Δσmáx} (%) | Mobilização máxima do atrito no plano horizontal | | | Ruptura | | G _{2,5} (kPa) | G ₅₀ (kPa) |
|----------------|---------------------|-----------------------------|----------------------|----------------------|-----------------|----------------------|-------------------------|-----------------------------------|------------------------|--|------------------------|------------------------|----------------------|--------------------|------------------------|-----------------------|
| | | | | | | | | | | (τ/σ) _{máx} | φ _{h máx} (°) | γ _{φ máx} (%) | τ _f (kPa) | γ _f (%) | | |
| 0,651 | 34 | Fofo | 25 | 0,38 | 0,615 | 45 | 41 | 1,64 | 26,7 | 0,618 | 31,7 | 4,3 | 39 | 23,1 | 1257 | 787 |
| 0,674 | 26 | Fofo | 50(A) | 0,72 | 0,604 | 48 | 24 | 0,48 | 15,8 | 0,588 | 30,5 | 4,7 | 47 | 16,1 | 1333 | 859 |
| 0,661 | 30 | Fofo | 50(B) | 0,64 | 0,600 | 49 | 93 | 1,86 | 12,9 | 0,566 | 29,5 | 5,2 | 82 | 12,9 | 1954 | 1732 |
| 0,657 | 32 | Fofo | 100 | 0,42 | 0,621 | 43 | 158 | 1,58 | 16,2 | 0,526 | 27,7 | 5,7 | 138 | 22,9 | 2832 | 2070 |
| 0,645 | 35 | Fofo | 150 | 0,61 | 0,593 | 51 | 179 | 1,19 | 24,8 | 0,494 | 26,3 | 6,3 | 165 | 24,1 | 4922 | 2844 |
| 0,647 | 35 | Fofo | 300 | 0,56 | 0,601 | 49 | 72 | 0,24 | 23,0 | 0,477 | 25,5 | 7,1 | 185 | 25,6 | 8513 | 6495 |
| 0,640 | 37 | Fofo | 500(A) | 0,83 | 0,577 | 56 | 10 | 0,02 | 16,6 | 0,486 | 25,9 | 7,4 | 251 | 12,8 | 7453 | 7225 |
| 0,639 | 37 | Fofo | 500(B) | 0,85 | 0,575 | 57 | 100 | 0,20 | 14,8 | 0,476 | 25,5 | 8,1 | 281 | 15,6 | 9507 | 7372 |
| 0,651 | 34 | Fofo | 750 | 0,86 | 0,590 | 52 | 7,5 | 0,01 | 9,6 | 0,477 | 25,5 | 9,5 | 364 | 13,7 | 9455 | 8192 |
| 0,562 | 61 | Médio | 25 | 0,24 | 0,542 | 67 | 163 | 6,52 | 24,6 | 0,529 | 27,9 | 4,9 | 109 | 24,6 | 1371 | 1259 |
| 0,575 | 57 | Médio | 50 | 0,45 | 0,537 | 69 | 178 | 3,56 | 22,5 | 0,517 | 27,3 | 5,5 | 120 | 20,7 | 1654 | 1323 |
| 0,596 | 50 | Médio | 100 | 0,43 | 0,561 | 61 | 157 | 1,57 | 21,4 | 0,553 | 28,9 | 5,8 | 142 | 21,3 | 3408 | 2393 |
| 0,590 | 52 | Médio | 150 | 0,50 | 0,550 | 65 | 177 | 1,18 | 19,2 | 0,516 | 27,3 | 6,0 | 174 | 19,5 | 5762 | 3614 |
| 0,615 | 45 | Médio | 300 | 0,56 | 0,570 | 58 | 114 | 0,38 | 14,3 | 0,491 | 26,2 | 6,8 | 209 | 18,3 | 7622 | 6441 |
| 0,583 | 54 | Médio | 500 | 0,55 | 0,550 | 65 | 70 | 0,14 | 22,3 | 0,484 | 25,8 | 7,2 | 285 | 22,2 | 7998 | 7317 |
| 0,570 | 58 | Médio | 750 | 0,68 | 0,531 | 70 | 83 | 0,11 | 22,6 | 0,478 | 25,5 | 7,8 | 404 | 22,9 | 9036 | 8931 |
| 0,511 | 77 | Compacto | 25 | 0,30 | 0,486 | 84 | 193 | 7,72 | 24,7 | 0,504 | 26,7 | 5,2 | 116 | 24,6 | 1444 | 1262 |
| 0,498 | 81 | Compacto | 50 | 0,29 | 0,474 | 88 | 225 | 4,50 | 21,2 | 0,510 | 27,0 | 5,8 | 144 | 21,2 | 2363 | 1755 |
| 0,502 | 79 | Compacto | 100 | 0,42 | 0,470 | 89 | 150 | 1,50 | 19,9 | 0,515 | 27,2 | 6,0 | 134 | 19,0 | 4321 | 2596 |
| 0,503 | 79 | Compacto | 150 | 0,48 | 0,469 | 90 | 182 | 1,21 | 21,8 | 0,511 | 27,1 | 6,4 | 174 | 24,8 | 4881 | 3618 |
| 0,495 | 82 | Compacto | 300 | 0,51 | 0,462 | 92 | 207 | 0,69 | 24,5 | 0,514 | 27,2 | 9,1 | 262 | 24,6 | 7792 | 4662 |
| 0,510 | 77 | Compacto | 500 | 0,60 | 0,474 | 88 | 235 | 0,47 | 28,9 | 0,507 | 26,9 | 9,2 | 376 | 24,2 | 6537 | 5380 |
| 0,499 | 80 | Compacto | 750 | 0,62 | 0,467 | 90 | 83 | 0,11 | 22,0 | 0,486 | 25,9 | 10,1 | 411 | 22,5 | 8282 | 7877 |

OBS: e_{min} = 0,435 e e_{max} = 0,760

Quadro 2 – Resultados obtidos nos ensaios de DSS. (continuação)

| e ₀ | CR ₀ (%) | Classif. de CR ₀ | σ ₀ (kPa) | Δh _c (mm) | ε _{pc} | CR _{pc} (%) | Δσ _{máx} (kPa) | Δσ _{máx} /σ ₀ | γ _{Δσ_{máx}} (%) | Mobilização máxima do atrito no plano horizontal | | | Ruptura | | G ₂₅ (kPa) | G ₅₀ (kPa) |
|----------------|------------------------|--------------------------------|-------------------------|-------------------------|-----------------|-------------------------|----------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|---|--------------------------------------|---|-------------------------|-----------------------|--------------------------|--------------------------|
| | | | | | | | | | | (τ/σ) _{máx} | φ ^h _{máx} (°) | γ _{φ^h_{máx}} (%) | τ _r (kPa) | γ _f (%) | | |
| 0,459 | 93 | Muito compacto | 25 | 0,34 | 0,431 | 101(*) | 252 | 10,1 | 25,8 | 0,523 | 27,6 | 6,0 | 149 | 25,3 | 1527 | 1497 |
| 0,460 | 92 | Muito compacto | 50 | 0,18 | 0,449 | 96 | 208 | 4,16 | 23,4 | 0,574 | 29,9 | 5,9 | 147 | 24,1 | 2947 | 2218 |
| 0,445 | 97 | Muito compacto | 100 | 0,22 | 0,432 | 101(*) | 198 | 1,98 | 19,5 | 0,525 | 27,7 | 6,4 | 158 | 19,5 | 3132 | 2534 |
| 0,480 | 86 | Muito compacto | 150 | 0,50 | 0,444 | 97 | 158 | 1,05 | 21,9 | 0,513 | 27,2 | 6,9 | 162 | 23,5 | 6999 | 3091 |
| 0,483 | 85 | Muito compacto | 300 | 0,62 | 0,440 | 98 | 165 | 0,55 | 22,8 | 0,476 | 25,5 | 6,4 | 225 | 25,3 | 7385 | 6047 |
| 0,463 | 91 | Muito compacto | 500 | 0,64 | 0,425 | 103(*) | 230 | 0,46 | 29,9 | 0,514 | 27,2 | 7,6 | 372 | 23,8 | 7143 | 5260 |
| 0,452 | 95 | Muito compacto | 750 | 0,61 | 0,422 | 104(*) | 225 | 0,30 | 25,6 | 0,489 | 26,1 | 7,9 | 481 | 23,9 | 9677 | 8923 |

OBS: e_{mi} = 0,435 e e_{mx} = 0,760

(*) valor superior a 100 % uma vez que o valor de e_{pc} é inferior ao valor adotado para e_{mi}.

Legenda: e₀: índice de vazios de moldagem do corpo de prova; CR₀: compactidade relativa de moldagem do corpo de prova; σ₀: tensão vertical aplicada ao corpo de prova na fase de compressão edométrica; Δh_c: deformação vertical do corpo de prova na fase de compressão edométrica; ε_{pc}: índice de vazios do corpo de prova pré-cisalhamento (pós-compressão edométrica); CR_{pc}: compactidade relativa de moldagem do corpo de prova na fase de compressão edométrica; Δσ_{máx}: máxima variação da tensão vertical ocorrida durante o cisalhamento; γ_{Δσ_{máx}}: distorção referente a Δσ_{máx}; (τ/σ)_{máx}: máxima razão tensão cisalhante sobre tensão vertical corrente; φ^h_{máx}: ângulo de atrito máximo mobilizado no plano horizontal calculado como arctg(τ/σ)_{máx}; γ_{φ^h_{máx}}: distorção correspondente a (τ/σ)_{máx}; τ_r: tensão cisalhante no plano horizontal na ruptura; γ_f: distorção na ruptura; G₂₅ e G₅₀: módulos cisalhantes secantes obtidos para a tensão cisalhante correspondente a 25 % de τ_r e para a tensão cisalhante correspondente a 50 % de τ_r, respectivamente.

4 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

Das curvas $\Delta\sigma$ x γ , Figuras 9a, 10a, 11a e 12a, observa-se que, no início do cisalhamento, a grande maioria dos corpos de prova apresentaram a tendência de contrair, revelada pelo sinal negativo de $\Delta\sigma$, atingindo um ponto de mínimo global ou local. Isto significa que a tensão vertical (σ) foi inicialmente diminuída a fim de evitar a contração do corpo de prova, mantendo a sua altura (e o seu volume) “constante”, conforme pode ser visto também nas curvas σ x γ Figuras 9b, 10b, 11b e 12b.

Para uma dada classificação de CR_0 fixada, de um modo geral, o valor do módulo de $\Delta\sigma$ neste ponto de mínimo tende a ser tanto maior quanto maior o valor da tensão vertical inicial (σ_0). Isto deve indicar maior tendência de contração inicial quanto maior o valor de σ_0 . O valor da distorção (γ) correspondente a este ponto de mínimo também tende a ser tanto maior quanto maior o valor de σ_0 . Estas tendências são mais claras para CR_0 compacto (Figura 11a).

Em seguida, $\Delta\sigma$ aumenta, assumindo valores positivos e atingindo um valor de máximo, a partir do qual se mantém praticamente constante. Isto significa que a tensão vertical (σ) foi aumentada para além de σ_0 a fim de impedir a dilatação do corpo de prova, de modo a manter a sua altura (e o seu volume) “constante”, conforme pode ser visto também nas curvas σ x γ . As duas exceções são os ensaios de CR_0 fofo sob $\sigma_0 = 750$ kPa e $\sigma_0 = 500$ kPa(A), os quais atingiram valores positivos de $\Delta\sigma$ muito baixos e ao longo de um pequeno trecho de γ e, após o ponto de máximo, voltaram decrescer, assumindo novamente valores negativos de $\Delta\sigma$ ver Figura 9a. Assim, esses corpos de prova permaneceram submetidos a valores de σ menores do que σ_0 durante quase todo o cisalhamento (ver Figura 9b).

Quanto à influência do valor de σ_0 no valor máximo de $\Delta\sigma$ ($\Delta\sigma_{\text{máx}}$), embora não seja observada uma tendência muito clara, quatro aspectos merecem ser ressaltados: (1) Para CR fofo Figura 9a, os corpos de prova sob $\sigma_0 = 500$ kPa(A) e $\sigma_0 = 750$ kPa apresentaram os menores valores de $\Delta\sigma_{\text{máx}}$, ver Quadro 2; (2) Para CR médio Figura 10a, os corpos de prova sob $\sigma_0 = 750$ kPa e $\sigma_0 = 500$ kPa apresentaram os menores valores de $\Delta\sigma_{\text{máx}}$ e o corpo de prova, sob $\sigma_0 = 300$ kPa apresentou o terceiro menor valor de $\Delta\sigma_{\text{máx}}$, ver Quadro 2; (3) Para CR compacto Figura 12a, o corpo de prova sob $\sigma_0 = 750$ kPa apresentou, destacadamente, o menor valor de $\Delta\sigma_{\text{máx}}$; (4) Para CR muito compacto Figura 13a, o corpo de prova, sob $\sigma_0 = 25$ kPa apresentou o maior valor de $\Delta\sigma_{\text{máx}}$.

Estas constatações são indícios de que quanto maior o valor de σ_0 , menor a tendência do corpo de prova dilatar, traduzida em menor valor $\Delta\sigma_{\text{máx}}$. Ou, alternativamente, quanto menor o valor de σ_0 , maior a tendência do corpo de prova dilatar, traduzida em maior valor $\Delta\sigma_{\text{máx}}$. Todavia, diante de uma variação tão ampla de valores de σ_0 , de 25 kPa a 750 kPa, esta análise parece ser mais apropriada considerando os valores de $\Delta\sigma$ normalizados em relação a σ_0 . As curvas $\Delta\sigma/\sigma_0$ x γ para CR_0 médio Figura 10b, compacto Figura 11b e muito compacto Figura 12b, bem como os valores de $(\Delta\sigma/\sigma_0)_{\text{máx}}$ apresentados no Quadro 2, mostram claramente que, para uma dada classificação de CR_0 fixada, quanto menor o valor σ_0 , maior o valor de $(\Delta\sigma/\sigma_0)_{\text{máx}}$, o que deve ser decorrência da maior tendência do corpo de prova dilatar. Ou ainda, quanto maior o valor σ_0 , menor o valor de $(\Delta\sigma/\sigma_0)_{\text{máx}}$, o que deve ser consequência da menor tendência do corpo de prova dilatar. As curvas $\Delta\sigma/\sigma_0$ x γ para CR_0 fofo Figura 9b também mostram essa mesma tendência, embora com alguns desvios.

Tanto as curvas $\Delta\sigma$ x γ como as curvas $\Delta\sigma/\sigma_0$ x γ dos ensaios sob $\sigma_0 = 25$ kPa para CR_0 fofo, médio e compacto, assim como dos ensaios sob $\sigma_0 = 50$ kPa para CR_0 médio e compacto mostram oscilações periódicas, as quais devem ser decorrentes do fenômeno conhecido como *stick-slip*. Adjémian & Evesque (2001), Doanh et al. (2013) e Xiao et al. (2019) investigaram este fenômeno em areias e esferas de vidro submetidas a ensaios triaxiais CID. Domingos (2021) também identificou este fenômeno em ensaios triaxiais CID e CIU realizados em uma amostra da areia da

Praia de Ipanema coletada no mesmo local da amostra estudada nesta pesquisa. Esse fenômeno manifestou-se com muita nitidez nos ensaios de cisalhamento direto realizados também na areia da Praia de Ipanema por Coutinho (2021). Nota-se que este fenômeno também apareceu nas curvas de outros ensaios de DSS desta pesquisa, porém com menos proeminência. O padrão de comportamento deste efeito aqui observado está em consonância com a constatação de Coutinho (2021) de que, para uma dada classificação de CR_0 fixada, quanto menor a tensão vertical aplicada, maior tende ser a manifestação do fenômeno.

As curvas $\sigma \times \gamma$ agrupadas por valor de σ_0 Figuras 13a e 14a não mostram uma relação clara entre o valor do índice de vazios pré-cisalhamento (e_{pc}) e o valor da tensão vertical (σ) no ponto de mínimo local, no início da curva. Assim, não se observa uma relação clara entre o valor de e_{pc} e a tendência de contração inicial do corpo de prova. Por outro lado, para um dado valor de σ_0 fixado, observa-se que, para qualquer valor de γ a partir do ponto de mínimo (inicial) da curva, quanto menor o valor de e_{pc} , maior tende a ser o valor de σ . Isto indica que, para um dado valor de σ_0 fixado, quanto menor o valor de e_{pc} , maior a tendência do corpo de prova dilatar. Observa-se também que, para $\sigma_0 = 25$ kPa, a influência do fenômeno *stick-slip* na curva $\sigma \times \gamma$ é tanto maior quanto maior o valor de e_{pc} .

Para a análise das curvas $\tau \times \gamma$, $\tau/\sigma \times \gamma$ e $\tau \times \sigma$ são adotadas as seguintes premissas: (1) A ruptura é assumida ocorrer quando a tensão cisalhante (τ) no plano horizontal atinge o seu valor máximo e, portanto, o momento da ruptura é avaliado nas curvas $\tau \times \gamma$; (2) O valor corrente de τ/σ corresponde ao coeficiente de atrito mobilizado no plano horizontal ($\mu_{h\text{ mob}}$). Como o plano de ruptura é desconhecido, o ângulo de atrito calculado como $\arctg(\tau/\sigma)$ é chamado simplesmente de ângulo de atrito mobilizado no plano horizontal ($\phi'_{h\text{ mob}}$), que atinge um valor máximo chamado de ($\phi'_{h\text{ máx}}$); (3) Como, de uma forma geral, os cisalhamentos ocorreram a volume “constante”, então $\phi'_{h\text{ mob}}$ deve ser interpretado como ângulo de atrito “a volume constante” mobilizado no plano horizontal. “Desvios” dessa condição ocorreram e são analisados adiante.

Todas as curvas $\tau \times \gamma$ Figuras 9c, 10c, 11c e 12c apresentam o mesmo padrão, com a tensão cisalhante (τ) crescendo monotonamente à medida das distorções (γ) até atingir um valor máximo, que corresponde à tensão cisalhante no plano horizontal na ruptura (τ_f). Conforme dito acima, a ruptura é assumida ocorrer quando o valor máximo de τ é atingido, e a distorção na ruptura é denotada por γ_f . A partir da ruptura o valor de τ mantém-se aproximadamente constante. Os valores de τ_f e γ_f de todos os ensaios são apresentados no Quadro 2. De um modo geral, para uma dada classificação de CR_0 fixada, observa-se que, para qualquer valor de γ , quanto maior o valor de σ_0 , maior o valor de τ . Portanto, quanto maior o valor de σ_0 , maior o valor de τ_f . Não se observa um padrão de influência do valor de σ_0 no valor de γ_f . Embora, para uma dada classificação de CR_0 fixada, não se observe um padrão claro de influência do valor de σ_0 na amplitude do fenômeno *stick-slip* nas curvas $\tau \times \gamma$, os resultados levam a suspeita de que a amplitude tende a ser tanto maior quanto menor o valor de σ_0 .

As curvas $\tau \times \gamma$ agrupadas por valor de σ_0 Figuras 13b e 14b mostram que, para um dado valor de σ_0 fixado, quanto menor o valor de e_{pc} , maior tende ser o valor de τ para qualquer valor de γ , e consequentemente maior tende a ser o valor da tensão cisalhante na ruptura (τ_f). A distorção na ruptura (γ_f) tende a ser tanto maior quanto menor o valor de e_{pc} . Além disso, a comparação entre as curvas das Figuras 13b e 14b mostra que o fenômeno *stick-slip* manifesta-se com maior intensidade quanto menor o valor de σ_0 . Todavia, dentro de cada grupo de σ_0 , não se observa uma tendência para a influência do valor de e_{pc} na amplitude do fenômeno nas curvas $\tau \times \gamma$.

Das curvas $\tau/\sigma \times \gamma$ Figuras 9d, 10d, 11d e 12d, observa-se que, para uma dada classificação de CR_0 fixada, a mobilização do ângulo de atrito ($\phi'_{h\text{ mob}}$), dado por $\arctg(\tau/\sigma)$, ocorre com uma taxa em relação à distorção (γ) tanto maior quanto menor o valor de σ_0 . Com exceção de alguns ensaios que apresentaram pico na curva $\tau/\sigma \times \gamma$ (por razões discutidas adiante), uma vez atingido o valor máximo

de τ/σ , denotado por $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$, este valor mantém-se praticamente constante à medida das distorções. Para o cálculo de $\phi'_{\text{h máx}}$, considera-se o valor de $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$ atingido após a estabilização da curva τ/σ x γ , isto é, desconsiderando o pico que alguns ensaios apresentaram. Assim, o valor da distorção (γ) no qual o valor de $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$ (e $\phi'_{\text{h máx}}$) é atingido, denotada por $\gamma_{\phi'_{\text{h máx}}}$, tende a ser tanto maior quanto maior o valor de σ_0 . Os valores de $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$, $\phi'_{\text{h máx}}$ e $\gamma_{\phi'_{\text{h máx}}}$ são apresentados no Quadro 2. Observa-se que, para todos os ensaios, a mobilização total do atrito ocorreu antes da ruptura, isto é, $\gamma_{\phi'_{\text{h máx}}} < \gamma_f$.

Do Quadro 2 observa-se que, para a maioria dos ensaios, o valor da distorção na ruptura (γ_f) é muito próximo ou, em alguns casos, praticamente igual ao valor da distorção correspondente a $\Delta\sigma_{\text{máx}}$ ($\gamma_{\Delta\sigma_{\text{máx}}}$). O fato de $\gamma_{\phi'_{\text{h máx}}} < \gamma_f$ e $\gamma_f \cong \gamma_{\Delta\sigma_{\text{máx}}}$ indica que, após a mobilização total do atrito no plano horizontal (quando τ/σ atingiu o seu valor máximo e a partir de então permaneceu constante), a tensão cisalhante no plano horizontal (τ) continuou aumentando devido ao aumento da tensão vertical (σ) necessário para impedir a dilatação. Quando σ atingiu o seu valor máximo, então τ atingiu o seu valor máximo, chegando à ruptura.

Para a classificação de CR_0 fofo Figura 9d e Quadro 2, os valores de $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$ (e de $\phi'_{\text{h máx}}$) apresentam-se dispersos dentre os ensaios sob $\sigma_0 \leq 100$ kPa, sendo tanto maior quanto menor o valor de σ_0 . Esses valores são maiores do que os obtidos nos ensaios sob $\sigma_0 \geq 150$ kPa, os quais são muito próximos entre si.

Para a classificação de CR_0 médio Figura 10b e Quadro 2, os valores de $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$ (e de $\phi'_{\text{h máx}}$) medidos nos ensaios sob $\sigma_0 \leq 150$ kPa são um pouco maiores do que os valores medidos nos ensaios sob $\sigma_0 \geq 300$ kPa, porém menos dispersos quando comparados com os valores dos ensaios de CR_0 fofo sob $\sigma_0 \leq 100$ kPa. Nota-se o pico acentuado de τ/σ no ensaio sob $\sigma_0 = 25$ kPa, bem como, de forma mais sutil, nos ensaios sob $\sigma_0 = 50$ kPa, $\sigma_0 = 100$ kPa e $\sigma_0 = 150$ kPa.

Para a classificação de CR_0 compacto Figura 11b e Quadro 2, os valores de $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$ (e de $\phi'_{\text{h máx}}$) medidos em todos os ensaios são muito próximos entre si. Ressalta-se o pico de τ/σ nos ensaios sob $\sigma_0 \leq 100$ kPa, sendo destacadamente mais agudo para $\sigma_0 = 25$ kPa.

Para a classificação de CR_0 muito compacto Figura 12b e Quadro 2, os valores de $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$ (e de $\phi'_{\text{h máx}}$) medidos nos ensaios sob $\sigma_0 \leq 150$ kPa são, de um modo geral, maiores do que os valores medidos nos ensaios sob $\sigma_0 \geq 300$ kPa. As curvas τ/σ x γ dos ensaios sob $\sigma_0 \leq 150$ kPa apresentam pico, sendo mais acentuado para $\sigma_0 = 25$ kPa.

Quando agrupadas por valor de σ_0 , as curvas τ/σ x γ Figuras 13c e 14c mostram uma sutil tendência da taxa de aumento de τ/σ (e de mobilização de $\phi'_{\text{h mob}}$) em relação à distorção (γ) ser tanto maior quanto menor o valor de e_{pc} , para um dado valor de σ_0 fixado. A dispersão entre os valores de $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$ (e de $\phi'_{\text{h máx}}$) dos ensaios com diferentes valores de e_{pc} agrupados por valor de σ_0 diminui à medida que σ_0 aumenta, sendo que no grupo sob $\sigma_0 = 750$ kPa os valores são muito similares entre si Figura 14c.

Do Quadro 2 observa-se que, para uma dada classificação de CR_0 fixada, os valores de $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$ (e de $\phi'_{\text{h máx}}$) tendem a diminuir com o aumento de σ_0 , atingindo valores de $\phi'_{\text{h máx}}$ entre $25,5^\circ$ e $26,1^\circ$ sob $\sigma_0 = 750$ kPa. Com o aumento de CR_0 , os valores de $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$ (e de $\phi'_{\text{h máx}}$) obtidos sob diferentes valores σ_0 tendem a ficar menos dispersos, sendo que para CR_0 compacto os valores ficam muito próximos entre si, variando entre $25,9^\circ$ e $27,2^\circ$ Figuras 9c, 10c, 11c e 12c. A dispersão entre os valores de $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$ (e de $\phi'_{\text{h máx}}$) dos ensaios com diferentes classificações de CR_0 agrupados por valor de σ_0 diminui à medida que σ_0 aumenta, sendo que sob $\sigma_0 = 750$ kPa os valores ficam mais próximos entre si Figuras 13c e 14c. Desconsiderando os ensaios de CR_0 fofo sob $\sigma_0 = 25$ kPa e $\sigma_0 = 50$ kPa (A e B), o ensaio de CR_0 médio sob $\sigma_0 = 100$ kPa e o ensaio de CR_0 muito compacto sob $\sigma_0 = 50$ kPa, todos os demais 25 ensaios apresentam valores de $\phi'_{\text{h máx}}$ situados entre $25,5^\circ$ e $27,9^\circ$ (média de $26,6^\circ$).

Das curvas τ x σ Figuras 9e, 10e, 11e e 12e observa-se que o trecho final de todos os ensaios aproxima-se de uma reta, indicando que a relação τ/σ passa a ser aproximadamente constante, conforme já havia sido constatado nas curvas τ/σ x γ , sendo que tal relação corresponde a $\text{tg}(\phi'_{h\text{máx}})$. À título de ilustração, em cada uma das Figuras 9e, 10e, 11e e 12e, foi traçada uma reta que parte da origem com inclinação igual à média dos valores de $\phi'_{h\text{máx}}$ obtidos para cada classificação de CR_0 apresentados no Quadro 2, excluindo os ensaios mencionados no parágrafo anterior. Para CR_0 fofo a reta tem inclinação $\phi'_{h\text{máx}} = 26,1^\circ$ Figura 9e, para CR_0 médio a reta tem inclinação $\phi'_{h\text{máx}} = 26,7^\circ$ Figura 10e, para CR_0 compacto a reta tem inclinação $\phi'_{h\text{máx}} = 26,9^\circ$ Figura 11e, e para CR_0 muito compacto a reta tem inclinação $\phi'_{h\text{máx}} = 26,9^\circ$ Figura 12e.

Do Quadro 2, observa-se que os valores de G_{25} variam de 1257 kPa a 9677 kPa, ao passo que os valores de G_{50} variam de 787 kPa a 8931 kPa. Para uma dada classificação de CR_0 fixada, os valores de G_{25} e de G_{50} tendem a ser tanto maiores quanto maior o valor de σ_0 . Para um dado valor de σ_0 fixado (≤ 150 kPa), quanto menor o valor de e_{pc} , maiores tendem a ser os valores de G_{25} e G_{50} . Por outro lado, para $\sigma_0 \geq 300$ kPa, não se observa uma tendência clara de influência do valor de e_{pc} nos valores de G_{25} e G_{50} para um dado valor de σ_0 fixado.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este artigo apresentou e analisou os resultados obtidos de uma campanha de ensaios de DSS realizados em uma amostra da areia da Praia de Ipanema, RJ, Brasil, caracterizada como areia fina (60%) e média (40%), mal graduada, uniforme, formada por grãos subangulares a subarredondados. Os ensaios foram realizados em corpos de prova cilíndricos, secos, cisalhados a volume constante, sob carregamento monótono de deformação controlada. Os corpos de prova foram moldados em classificações de compacidade relativa (CR_0) fofo, médio, compacto e muito compacto, segundo Lambe & Whitman (1969), e cisalhados a partir de valores de tensão vertical inicial (σ_0) de 25, 50, 100, 150, 300, 500 e 750 kPa. Da campanha de ensaios de DSS destacam-se as seguintes considerações:

- (1) A grande maioria dos corpos de prova apresentou a tendência de contrair no início do cisalhamento, revelada pelo sinal negativo de $\Delta\sigma$, que atingiu um ponto de mínimo global (ou local) nas curvas $\Delta\sigma$ x γ . Para uma dada classificação de CR_0 fixada, o valor do módulo de $\Delta\sigma$ neste ponto de mínimo tendeu a ser tanto maior quanto maior o valor de σ_0 , o que indica maior tendência de contração inicial do corpo de prova quanto maior o valor de σ_0 .
- (2) Após o ponto de mínimo, $\Delta\sigma$ aumentou, assumindo valores positivos e atingindo um valor máximo ($\Delta\sigma_{\text{máx}}$), a partir do qual se tornou praticamente constante na grande maioria dos ensaios. Assim, a tensão vertical (σ) foi incrementada para além de σ_0 a fim de impedir a dilatação do corpo de prova. Os resultados mostraram alguns indícios de que, para uma dada classificação de CR_0 fixada, quanto maior o valor de σ_0 , menor o valor de $\Delta\sigma_{\text{máx}}$, isto é, menor a tendência de o corpo de prova dilatar após a tendência de contração inicial. Ao normalizar os valores de $\Delta\sigma$ em relação a σ_0 , os resultados mostraram claramente que, para uma dada classificação de CR_0 , quanto maior o valor de σ_0 , menor o valor de $\Delta\sigma_{\text{máx}}/\sigma_0$.
- (3) Para um dado valor de σ_0 fixado, para qualquer valor de distorção (γ) após o ponto de mínimo (no início) da curva σ x γ , quanto menor o índice de vazios pré-cisalhamento (e_{pc}), maior tende a ser o valor de σ , o que indicou maior a tendência de o corpo de prova dilatar.
- (4) Todas as curvas τ x γ apresentaram o mesmo padrão, com a tensão cisalhante (τ) crescendo monotonamente à medida das distorções (γ) até atingir um valor máximo, a partir do qual se manteve praticamente constante. Assumiu-se que a ruptura ocorreu quando o valor máximo de τ foi atingido, que corresponde à tensão cisalhante no plano horizontal na ruptura (τ_f). Para

- uma dada classificação de CR_0 fixada, para qualquer γ , quanto maior o valor de σ_0 , maior tendeu a ser o valor de τ . Para um dado valor de σ_0 fixado, quanto menor o índice de vazios pré-cisalhamento (e_{pc}), maior tendeu a ser o valor de τ , para qualquer valor de γ .
- (5) Para uma dada classificação de CR_0 fixada, a mobilização do ângulo de atrito no plano horizontal ($\phi'_{h\text{ mob}}$), calculado como $\arctg(\tau/\sigma)$, ocorreu com uma taxa em relação à distorção (γ) tanto maior quanto menor o valor de σ_0 . Exceto em alguns ensaios que apresentaram pico na curva $\tau/\sigma \times \gamma$, uma vez atingido o valor máximo de τ/σ (e de $\phi'_{h\text{ mob}}$), este valor manteve-se praticamente constante à medida das distorções. Para o cálculo de $\phi'_{h\text{ máx}}$, considerou-se o valor de $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$ atingido após a estabilização da curva $\tau/\sigma \times \gamma$, isto é, desconsiderando o pico que alguns ensaios apresentaram. Assim, os valores calculados de $\phi'_{h\text{ máx}}$ foram interpretados como ângulo de atrito “a volume constante” máximo mobilizado no plano horizontal.
- (6) Em todos os ensaios, a mobilização total do atrito ocorreu antes da ruptura, isto é, $\gamma_{\phi'_{\text{máx}}} < \gamma_f$, onde $\gamma_{\phi'_{\text{máx}}}$ é a distorção quando (τ/σ) atinge o valor máximo e γ_f é a distorção na ruptura (quando τ atinge o valor máximo). Ademais, para a maioria dos ensaios, o valor de γ_f é muito próximo ou, em alguns casos, praticamente igual ao valor da distorção correspondente a $\Delta\sigma_{\text{máx}}$ ($\gamma_{\Delta\sigma\text{ máx}}$). O fato de $\gamma_{\phi'_{\text{máx}}} < \gamma_f$ e $\gamma_f \cong \gamma_{\Delta\sigma\text{ máx}}$ indica que, após a mobilização total do atrito no plano horizontal (quando τ/σ atingiu o seu valor máximo e a partir de então permaneceu constante), a tensão cisalhante no plano horizontal (τ) continuou aumentando devido ao aumento da tensão vertical (σ) necessário para impedir a dilatação do corpo de prova. Quando σ atingiu o seu valor máximo, então τ atingiu o seu valor máximo, chegando à ruptura.
- (7) Para uma dada classificação de CR_0 fixada, os valores de $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$ (e de $\phi'_{h\text{ máx}}$) tenderam a diminuir com o aumento de σ_0 , atingindo valores de $\phi'_{h\text{ máx}}$ entre $25,5^\circ$ e $26,1^\circ$ para $\sigma_0 = 750$ kPa. Os valores de $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$ (e de $\phi'_{h\text{ máx}}$) obtidos para diferentes valores σ_0 agrupados por classificação de CR_0 tenderam a ficar menos dispersos com o aumento de CR_0 . A dispersão entre os valores de $(\tau/\sigma)_{\text{máx}}$ (e de $\phi'_{h\text{ máx}}$) dos ensaios com diferentes classificações de CR_0 agrupados por valor de σ_0 diminuiu à medida que σ_0 aumentou. Desconsiderando os ensaios de CR_0 fofo sob $\sigma_0 = 25$ kPa e $\sigma_0 = 50$ kPa (A e B), o ensaio de CR_0 médio sob $\sigma_0 = 100$ kPa e o ensaio de CR_0 muito compacto sob $\sigma_0 = 50$ kPa, todos os demais 25 ensaios apresentaram valores de $\phi'_{h\text{ máx}}$ situados entre $25,5^\circ$ e $27,9^\circ$ (média de $26,6^\circ$).
- (8) Alguns ensaios de CR_0 médio, compacto e muito compacto sob $\sigma_0 \leq 150$ kPa apresentaram pico nas curvas $\tau/\sigma \times \gamma$, sendo o pico tanto mais acentuado quanto menor o valor de σ_0 , sendo destacadamente mais acentuado para $\sigma_0 = 25$ kPa.
- (9) Os valores de G_{25} variaram de 1257 kPa a 9677 kPa, ao passo que os valores de G_{50} variaram de 787 kPa a 8931 kPa. Para uma dada classificação de CR_0 fixada, os valores de G_{25} e de G_{50} tenderam a ser tanto maiores quanto maior o valor de σ_0 . Para um dado valor de σ_0 fixado (dentre aqueles ≤ 150 kPa), quanto menor o valor de e_{pc} , maiores tenderam a ser os valores de G_{25} e G_{50} .
- (10) As curvas $\sigma \times \gamma$, $\Delta\sigma \times \gamma$, $\Delta\sigma/\sigma_0 \times \gamma$, $\tau \times \gamma$ e $\tau/\sigma \times \gamma$ de alguns ensaios mostraram oscilações periódicas que devem ter sido decorrentes do fenômeno conhecido como *stick-slip*. Para uma dada classificação de CR_0 fixada o fenômeno pareceu mais acentuado quanto menor o valor de σ_0 .

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil), ao Laboratório de Ensaios de Campo e Instrumentação Professor Márcio Miranda Soares da COPPE/UFRJ, e ao Laboratório de Geotécnica e Meio Ambiente da PUC-Rio, pelo apoio ao desenvolvimento deste trabalho de investigação.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1995). NBR 6502 – *Rochas e solos. Terminologia*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- ABNT (2016). NBR 7181 – *Solo – Análise Granulométrica*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 12 p.
- ABNT (2017). NBR 6458 – *Grãos de Pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- ASTM D2487 (2017). Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (unified Soil Classification System). ASTM International, West Conshohocken, PA, 10 p.
- ASTM D4254 (2016). Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density, ASTM International, West Conshohocken, PA, 09 p.
- Adjémian, F.; Evesque, P. (2001). *Experimental Stick-Slip Behaviour in Triaxial Test on Granular Matter*. *Poudres & Grains*, 12 (7), 115-121
- Cho, G.C; Dodds, J; Santamarina, J.C. (2006). Particle Shape Effects on Packing Density, Stiffness, and Strength: Natural and Crushed Sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132 (5), [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2006\)132:5\(591\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:5(591))
- Costa, R.C. (2020). *Ensaio de Caracterização e de Permeabilidade na Areia da Praia de Ipanema, RJ*. Dissertação de mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, 258 p.
- Costa, R.C.; Simões, F.B.; Domingos, G.S.; Aguiar, V.; Martins, I. (2022). *Ensaio de Caracterização na Areia da Praia de Ipanema, RJ*. Anais do XX Cobramseg, Campinas.
- Coutinho, J.V.M. (2021). *Ensaio de cisalhamento direto na areia da Praia de Ipanema/RJ*. Dissertação de mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 280 p.
- Doanh, T.; Hoang, M.T.; Roux, JN.; Dequeker, C. (2013). *Stick-slip behaviour of model granular materials in drained triaxial compression*. *Granular Matter* 15, pp. 1–23. <https://doi.org/10.1007/s10035-012-0384-6>
- Domingos, G.S. (2022). *Estudo do Creep Não Drenado da Areia da Praia de Ipanema Sob Condição Hidrostática*. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 423 p.
- Krumbein, W.; Sloss, L. (1963). *Stratigraphy and Sedimentation*. W.H Freeman and Co. San Francisco, 660 p.
- Lambe, T.W; Whitman, R.V. (1969). *Soil Mechanics*. John Wiley e Sons.
- Miura, S.; Toki, S. (1982). *A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand*. *Soils and Foundations* v.22, N.1, p. 61-77. <https://doi.org/10.3208/sandf1972.22.61>

- Nunes, V.P. (2014). *Ensaio De Caracterização Geotécnica Da Areia Da Praia De Itaipuaçu*. Trabalho de conclusão de Curso de Eng. Civil, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 153 p.
- Oliveira Filho, W. L. O (1987). *Considerações Sobre Ensaio Triaxiais em Areia*. Dissertação de mestrado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 285 p
- Pettijohn, F.J. (1949). *Sedimentary Rocks*. Harper and Brothers, New York.
- Ratton, R. B. (1993). *Ensaio triaxiais em areia saturada*. 186 p. Dissertação (Mestre em Ciências em Engenharia Civil). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 186 p.
- Schuck, T.E.S (2022). *Ensaio de Cisalhamento Simples na Areia da Praia de Ipanema*. Dissertação de mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, 185 p.
- Simões, F.B. (2015). *Caracterização geotécnica da areia da Praia de Ipanema*. Trabalho de conclusão de Curso de Eng. Civil, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 148 p.
- Soares, B.R.; Aguiar, V.; Martins, I. (2022). *Ensaio de Permeabilidade em Laboratório na Areia da Praia de Ipanema e em Amostra de Microesferas de Vidro*. Anais do XX Cobramseg, Campinas.
- Xiao, Y.; Long, L.; Evans T.M.; Zhou, H.; Liu, H.; Stuedlein, A.W. (2019). *Effect of Particle Shape on Stress-Dilatancy Responses of Medium-Dense Sands*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 145 (2).
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001994](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001994)

APLICANDO A CONDUTIVIDADE ELÉTRICA NO CONTROLE DA COMPACTAÇÃO DE PILHAS DE REJEITO DE MINERAÇÃO

Applying electrical conductivity to the compaction control of piles of mining waste disposal

João Marcos Miranda Vaillant^a, Lara Magalhães Batista e Costa^b

^aDepartamento de Engenharia Civil, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Brasil

^bChammas Engenharia, Brasil

RESUMO – O estudo avalia o uso da condutividade elétrica como método alternativo no controle da compactação de Pilhas de Disposição de Rejeito de Mineração (PDR). As curvas de compactação do rejeito em laboratório foram obtidas na Energia Normal e, sobre essas mesmas amostras, foram também realizadas medidas de condutividade elétrica. O equipamento para aferição das medidas elétricas foi construído para uma tensão contínua de 12V, utilizando dois eletrodos de haste de aço inoxidável, com ponta biselada, com 70 mm de comprimento e 40 mm de espaçamento entre eles. Os resultados indicaram que o grau de compactação (GC) do rejeito de mineração varia com a condutividade elétrica conforme uma função quadrática. Os valores da condutividade elétrica para um mesmo GC são maiores na compactação de campo, cuja curva se aproxima mais da compactação manual controlada em laboratório. Conclui-se que, para obter um GC=100%, ou maior, em relação à Energia Normal, a camada compactada do rejeito de mineração no campo deve apresentar uma condutividade elétrica igual ou superior a 0,23 mS/cm.

ABSTRACT – The study evaluates the use of electrical conductivity as an alternative method in controlling the compaction of piles of mining waste disposal (PWD). The laboratory tailings compaction curves were obtained in normal energy and, on these same samples, measures of electrical conductivity were also performed. Electric measurement equipment was built for a continuous 12V voltage, using two stainless steel rod electrodes with 70 mm long and 40 mm spacing between them. The results indicated that the degree of compaction of mining tailings varies with electrical conductivity according to a quadratic function. The values of electrical conductivity to the same GC are higher in field compaction, whose curve is closer to the manual controlled compaction in the laboratory. It is concluded that, to obtain a GC = 100% or greater than normal energy, the compacted layer of the mining tailings studied must have an electrical conductivity equal to or greater than 0,23 mS/cm.

Palavras Chave – controle de compactação, pilhas de rejeito, condutividade elétrica

Keywords – compaction control, piles of mining waste, electrical conductivity

1 – INTRODUÇÃO

Métodos alternativos para a disposição de rejeitos de mineração são cada vez mais estudados, para substituição aos diques/barragens. No Brasil, já é realidade a construção de estruturas chamadas

E-mails: jmvaillant@gmail.com (J. Vaillant), laramagalhaesc@gmail.com (L. Costa)

ORCID: orcid.org/0000-0001-8705-9037, orcid.org/0009-0006-7024-0570

de Pilhas de Disposição de Rejeito (PDR), também conhecidas como Empilhamentos Drenados. Essas novas estruturas têm sua construção implementada com base em projeto executivo detalhado, contendo inúmeros critérios técnicos.

A norma NBR 13028:2017 (ABNT, 2017) define rejeito como fração mineral gerada no processo de tratamento de minérios, com baixo ou nenhum valor econômico, que contém maior proporção de “ganga” ou minerais de valor secundário em relação aos demais produtos obtidos numa dada operação de beneficiamento. A “ganga” é a matéria mineral rochosa ou terrosa sem utilidade, que ocorre com o minério metálico ou outros minérios de uma jazida.

A disposição de rejeito filtrado em pilhas exige um controle tecnológico, regido por um programa de controle e garantia da qualidade. Nesse sentido, a sua operação envolve um conjunto significativo de dados que são registrados e analisados, verificando as diretrizes de projeto e os parâmetros geotécnicos de qualidade especificados que norteiam a operação de uma estrutura em execução. E, nesse contexto, surge a necessidade de substituir as técnicas tradicionais de controle de compactação, por técnicas alternativas que garantam mais rapidez e operacionalidade ao processo. A Figura 1 ilustra uma pilha de rejeito em construção.¹

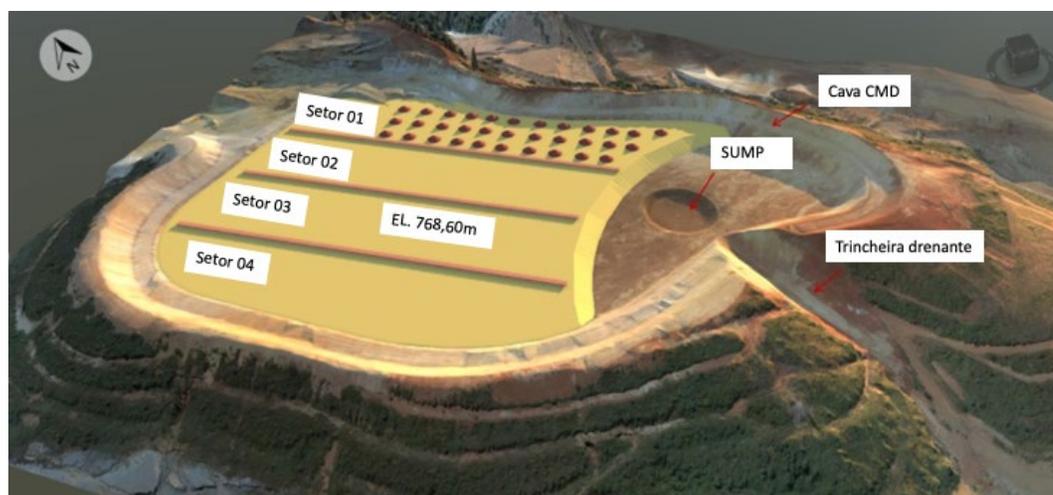


Fig. 1 – Esquema da distribuição dos setores de compactação do rejeito na pilha (Adaptada de Costa, 2023).

Entre as novas técnicas para controle de compactação, em uso ou em estudo, citam-se o EDG – Electrical Density Gauges; NDG - Nuclear Density Gauge; TDR - Time Domain Reflectometry (Meehan e Hertz, 2011); DCP –Dynamic Cone Penetrometer (Cosentino e Shaban, 2018), entre outros. Consta-se que os métodos elétricos vêm ganhando mais atenção devido à sua rapidez, economia e praticidade de leitura. Esses métodos, porém, apresentam equipamentos de alto custo, complexidade de leitura e, muitas vezes, baixa precisão de resultado. Assim sendo, a busca por um método que apresente custo reduzido, praticidade e rapidez na leitura e boa precisão nos resultados, ainda se faz necessária. É nesse contexto que esse artigo se justifica e foca seus objetivos.

¹CMD (Cava da Mina Divisa)

SUMP (estrutura similar a caixa coletora com função de dissipar a energia da água e/ou reter materiais oriundos da drenagem superficial e possibilitar o direcionamento ordenado).

2 – REVISÃO TEÓRICA

Segundo Nery (2013), a técnica de disposição de rejeitos em pilha, apresenta diversas vantagens tais como: maior estabilidade, estrutura mais sólida e segura, alta densidade do resíduo disposto (maior concentração de sólidos por unidade de volume), o que aumenta a capacidade de armazenamento do depósito. Além disso, apresenta baixo potencial de risco, reduzindo as chances de ocorrência de incidentes e vazamentos, melhorando as condições para o encerramento do depósito, com menor custo e período de monitoramento necessários.

Nery (2013) destaca, no entanto, que um dos principais desafios enfrentados por este método de disposição de resíduos secos está relacionado com as variações das condições climáticas. Períodos de chuvas intensas ao longo do ano podem impactar o processo de compactação do rejeito conforme especificado no projeto.

Em estudo realizado por Silva (2018), é destacado que as diretrizes para a elaboração de um projeto de empilhamento de rejeitos dependem, essencialmente, das características geotécnicas do local de fundação, das propriedades do rejeito e das condições climáticas da região. Durante a pesquisa, foi observado que o grau de compactação, expresso pelos índices de vazios do rejeito empilhado, exerce uma grande influência na estrutura, uma vez que está diretamente relacionado com o comportamento do material. Essa característica desempenha um papel fundamental na análise dos parâmetros de resistência, pois quando ocorre expansão do material, há um aumento nas tensões efetivas e uma redução nas poropressões, tornando-o mais suscetível à liquefação.

A tecnologia de compactação dos solos no campo é bastante conhecida, e realizada em camadas cuja espessura varia em função do tipo de solo (Sobreira *et al*, 2018; Craig e Knappet, 2018). A densidade seca das camadas compactadas, bem como o seu teor de umidade, são parâmetros de projeto que precisam ser controlados a cada camada. Esse controle de compactação é, na maioria dos casos, feito com o Cilindro Biselado, Frasco de Areia e Ensaio de Hilf. Em substituição a esses métodos tradicionais e diretos, introduziu-se os métodos indiretos de controle, obtidos por meio de correlações com alguma grandeza física. Neste contexto, os métodos baseados em medidas elétricas vêm ganhando destaque nos últimos anos.

Destaca-se o estudo de Meehan e Hertz (2011), para avaliação de um novo método de controle de compactação, denominado EDG (Electrical Density Gauges). O estudo foi realizado em duas frentes de serviço de campo onde foram utilizados outros métodos indiretos de controle para comparação, tais como: EIS (Electrical Impedance Spectroscopy); TDR (Time Domain Reflectometry); CS (Capacitance Sensors), NDG (Nuclear Density Gauge), e outros dois métodos convencionais como comparativo.

O método EDG, criado recentemente para controle de compactação de solo, possui um equipamento portátil, leve que utiliza fonte de corrente alternada (AC). O equipamento utiliza frequência de 3 MHz e quatro (4) elétrodos de aço, através das quais são efetuadas as medidas de corrente e tensão. Os dados de leitura permitem os cálculos da resistência e impedância do material, que poderão ser corrigidos em função da temperatura. A partir destes parâmetros elétricos obtém-se por correlação os parâmetros de compactação do solo estudado (densidade seca e teor de umidade), conforme a norma ASTM (2011).

O método EIS mede, igualmente, as propriedades dielétricas do solo em função da frequência. Segundo Meehan e Hertz (2011) sua teoria é baseada na interação de um campo elétrico externo com o “momento do dipolo elétrico” do meio, em que a impedância é medida para uma determinada faixa de frequência. A partir das propriedades dielétricas do solo, são estabelecidas correlações com a umidade e densidade do solo.

O método TDR foi inicialmente criado para medir apenas o teor de umidade do solo. Consiste basicamente na medida da velocidade de uma onda eletromagnética através de uma linha de transmissão. Esta velocidade está relacionada com a constante dielétrica do meio entre condutores equidistantes inseridos no solo. O equipamento TDR envia um pulso de voltagem através de um cabo coaxial e, quando esse sinal atinge o começo da sonda, parte dele é refletido de volta ao

aparelho. Isso decorre da incompatibilidade na impedância entre o cabo e a sonda. Quando a porção remanescente do sinal alcança o final da sonda, a reflexão ocorre novamente e, ambas reflexões causam uma descontinuidade do sinal, que é registada no TDR. E, a diferença de tempo entre essas duas descontinuidades é o tempo requerido para o sinal percorrer duas vezes o comprimento da sonda inserida no solo. Desse modo, a velocidade de onda é relacionada com a constante dielétrica do meio que, por sua vez, está relacionada com o teor de umidade volumétrico do solo. Posteriormente, essa umidade foi associada à umidade gravimétrica e à densidade do solo (Meehan e Hertz, 2011).

O estudo de Meehan e Hertz (2011) conclui que existem muitas incertezas e fontes de erro nas leituras de campo do método EDG. Isso foi atribuído, em parte, às variações no solo de empréstimo dos aterros, às dificuldades no controle da umidade e no processo de calibração do EDG. Constatou-se que a temperatura não afetou substancialmente as medidas elétricas no campo. O método que melhor aferiu a densidade do solo no campo, em relação ao método convencional, foi o NDG (Nuclear Density Gauge).

Outros métodos elétricos alternativos foram estudados ao longo da última década, para obtenção de relações com os parâmetros de compactação do solo (Islam *et al.*, 2012; Vaillant *et al.*, 2015; Vaillant e Cardoso, 2016; Al Rashid *et al.*, 2018; Mostafa *et al.*, 2017). Muitos dos quais já indicavam a sua aplicabilidade na avaliação do grau de compactação. Porém, foram poucos os estudos que apresentaram resultados obtidos em condições de campo. A seguir, serão apresentados alguns dos métodos citados e os resultados mais relevantes para o escopo dessa pesquisa.

Islam *et al.* (2012) conduziram um experimento em laboratório para quatro (4) amostras de solo de diferentes localidades, e compactadas em diferentes teores de umidade. O estudo utilizou a energia Proctor Normal (ASTM, 2007) e a resistividade elétrica foi medida por meio de equipamento sensível a alta resistência, na escala de $M\Omega$. A tensão foi transmitida ao solo por meio de elétrodos cravados no topo da amostra compactada.

Kowalczyk *et al.* (2014) investigaram a correlação entre a resistividade elétrica (RE) de um solo não-coesivo com o seu grau de compactação (GC). Foram estudadas amostras cobrindo o espectro das faixas granulométricas da areia (fina, média e grossa), que foram compactadas em laboratório em caixa com dimensão de 60x60x50cm sendo respectivamente, comprimento, largura e altura. As medidas de resistividade elétrica foram tomadas a partir de uma configuração Wenner (4 elétrodos de haste), variando o espaçamento dos elétrodos de corrente em três posições distintas. Os resultados indicaram haver uma relação linear entre GC x RE. Os autores concluíram que a RE é potencialmente bem adaptada ao método de leitura empregado para correlação com o GC. Embora considerem que a RE não deve ser usada como “método direto” para determinação de GC, eles a consideram uma excelente perspectiva de uso no monitoramento dos parâmetros do solo.

Vaillant *et al.* (2015) conduziram um experimento em laboratório para obtenção de relações da condutividade elétrica (CE) com os parâmetros de compactação para várias amostras de solo. Nesse trabalho, os autores almejavam uma futura aplicação do método em condições de campo, para avaliação do grau de compactação. Assim sendo, o equipamento de leitura utilizado possuía dimensões tais que permitisse a sua aplicação em campo. Os autores entendiam que a utilização do mesmo equipamento em ambas as condições, reduziria as fontes de erro. Ou seja, o equipamento já estaria calibrado em laboratório e as relações obtidas com a condutividade elétrica poderiam ser utilizadas para controle da compactação. Nesse estudo, os autores observaram uma relação linear expressiva da umidade com a condutividade elétrica em todas as amostras estudadas. Observaram, ainda, que o coeficiente linear dessa relação, que denominaram de (reta de condutividade), apresentava também uma relação linear expressiva com a densidade seca máxima. Assim, foram propostas curvas representativas para o espectro de solos da região estudada, em função desse coeficiente.

Vaillant e Cardoso (2016), aplicaram o mesmo método para um solo argiloso estabilizado com cimento, variando as proporções (4 dosagens) e a energia de compactação (compactação manual,

com densidade controlada). Nesse estudo, os autores introduziram uma variável combinada entre os parâmetros de compactação, denominada RDU² (relação de densidade com a umidade, ou seja, densidade dividida pela umidade) para facilidade de apresentação da relação em apenas um gráfico cartesiano. Os resultados estão apresentados na Figura 2.

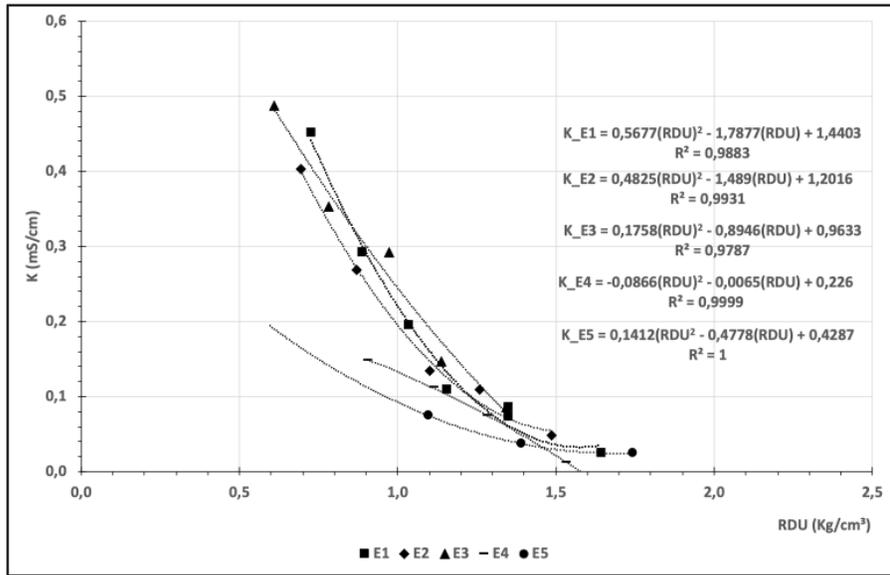


Fig. 2 – Relação da condutividade elétrica (CE) com o parâmetro combinado RDU (densidade/umidade), para diferentes energias de compactação (Adaptado de Vaillant e Cardoso, 2016).

Em pesquisa anterior, Vaillant (2014) verificou a variação da condutividade elétrica de uma mesma amostra de solo submetida a dois métodos diferentes de compactação: Proctor Normal e Manual (densidade e umidade especificada). Os resultados podem ser vistos na Figura 3, onde se nota uma nítida influência do modo de compactação sobre os parâmetros de compactação combinados, conforme Vaillant e Cardoso (2016).

Inim *et al.* (2016) apresentaram um estudo realizado em laboratório para avaliar a correlação da resistividade elétrica (RE) com os parâmetros de compactação de um solo laterítico estabilizado com cimento. As amostras foram compactadas com três diferentes energias, variando os teores de cimento em quatro diferentes dosagens.

A resistividade elétrica foi medida com um arranjo montado com quatro elétrodos e, para esta medida, foram utilizadas amostras cuidadosamente moldadas nas dimensões de 11,0 x 6,0 x 7,0 cm (comprimento, largura e espessura). O resultado para uma das amostras pode ser visualizado no gráfico da Figura 4, no qual se observa a tendência de uma relação linear entre a resistividade e os parâmetros de compactação (densidade seca e teor de umidade). Porém, segundo os autores, para as amostras de solo derivadas de Gnaisse, a tendência observada na relação entre resistividade e densidade, foi do tipo polinomial.

Al Rashid *et al.* (2018) destacaram os efeitos do teor de umidade, composição do solo e densidade seca na resistividade elétrica dos solos. Utilizou-se o método de Wenner com 4 elétrodos de aço. O comportamento da resistividade elétrica em função da composição do solo, foi avaliado a partir de misturas em diferentes proporções de Caulim (K) e Bentonita (B) (90%K-10%B; 80%K-

² No artigo original de Vaillant e Cardoso essa variável foi nomeada como RDW.

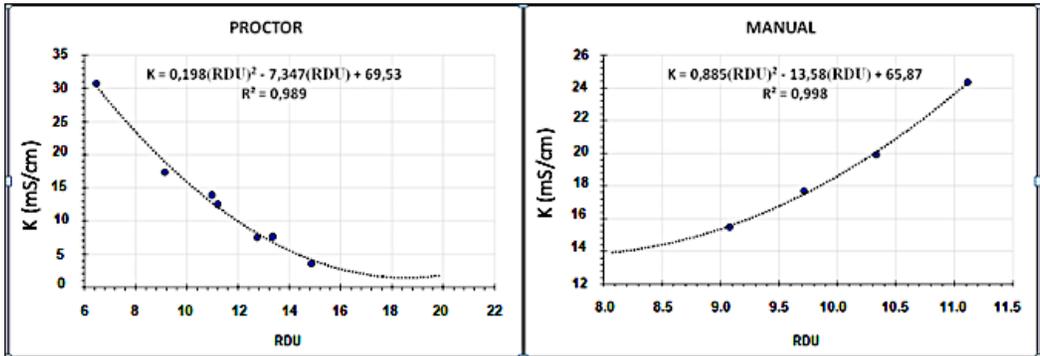


Fig. 3 – Comportamento da condutividade elétrica (K) com o parâmetro combinado RDU, para um solo compactado em dois diferentes modos de compactação (convencional e manual) (Vaillant, 2014)

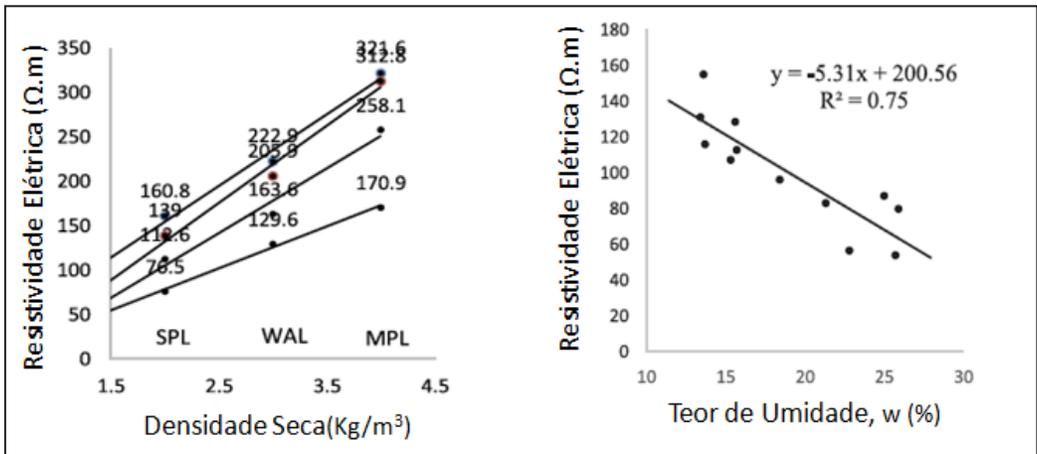


Fig. 4 – Esquema de leitura de Resistividade Elétrica em amostra de solo Laterítico, e relações com os parâmetros de compactação (Adaptado de Inim *et al.*, 2016).

20%B; 70%K-30%B; 60%K-40%B) e Caulim (K) e Areia (S) (90%K-10%S; 80%K20%S; 70%K-30%S; 60%K-40%S). Observou-se nos resultados, que o aumento do teor de bentonita na mistura diminui sua resistividade elétrica e, enquanto um aumento no teor de areia, aumenta a resistividade elétrica. A relação da RE com o teor de umidade foi inversamente proporcional, como observado também nos estudos mencionados anteriormente. Ou seja, para uma mesma densidade seca a resistividade elétrica diminui com o aumento da umidade e com o aumento no teor de argila.

Mostafa *et al.* (2018) observaram que a RE diminui com o aumento do teor de finos. O equipamento para leitura da resistividade elétrica foi montado com arranjo de 2 elétrodos, sendo um deles o próprio cilindro de compactação do solo, conforme ilustrado na Figura 5. Os resultados indicaram que, para altos teores de umidade (ramo úmido da curva de compactação), a resistividade elétrica diminui com o aumento no teor de finos e com o grau de compactação. No entanto, para baixas umidades (ramo seco da curva de compactação), a resistividade elétrica aumentou com o aumento do grau de compactação. O autor conclui que, a condutividade pode ser considerada como uma ferramenta eficaz de controle de qualidade da compactação de campo.

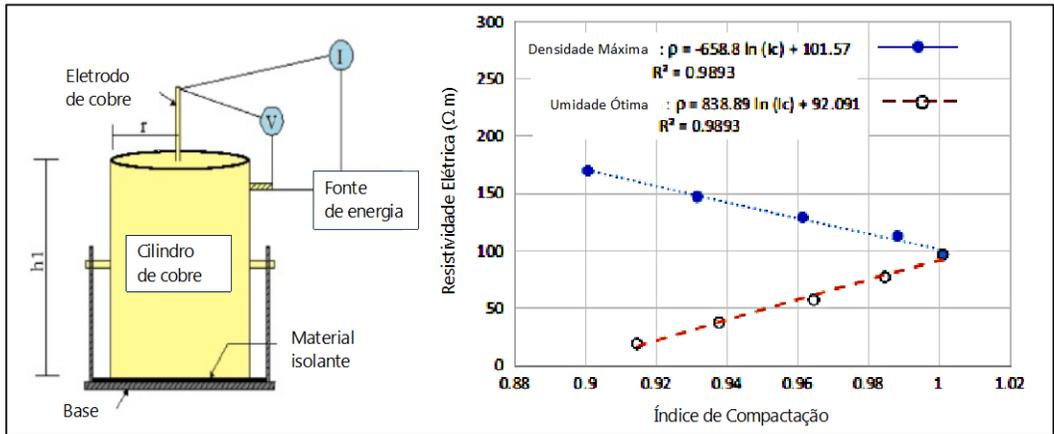


Fig. 5 – Método de medição da Resistividade Elétrica (RE) para uma amostra de solo, e a relação dos parâmetros de compactação com o Índice de Compactação (Traduzida de Mostafa *et al.*, 2018).

Mais recentemente, Owusu-Nimo *et al.* (2023) estudaram as relações da resistividade elétrica com os parâmetros de compactação de um solo laterítico de Gana. Os autores observaram que a densidade seca varia linearmente com o aumento da resistividade elétrica, para um mesmo teor de umidade. Essa relação foi apresentada em gráfico para a umidade ótima e para teores 5% abaixo e 5% acima dessa umidade, aproximadamente. Constata-se que essa tendência está totalmente de acordo com aquelas apresentadas nas referências mencionadas até aqui. Com exceção de Vaillant *et al.* (2015) e Inim *et al.* (2016), cujos trabalhos utilizaram metodologias diferentes. No primeiro caso, a resistividade elétrica foi medida durante o ensaio de compactação e, portanto, houve variação do teor de umidade e, no segundo caso, foram utilizadas amostras de solo estabilizadas com cimento.

Os dados obtidos no trabalho de Owusu-Nimo *et al.* (2023) foram normalizados, isto é, foram divididos pelo valor de densidade seca máxima e de teor de umidade ótimo obtidos no ensaio de compactação. Daí, obteve-se a relação gráfica mostrada na Figura 6, cujos coeficientes foram utilizados para obtenção de uma relação matemática indicada para o controle de compactação em condições de campo:

$$\frac{\rho_d}{\rho_{d(max)}} = \alpha - \beta \frac{\rho}{\rho_{mda}} \quad (1)$$

O coeficiente linear (α) apresenta um valor aproximado de 109 e representa um grau de compactação máximo (equivalente a uma resistividade nula). O coeficiente angular (β) varia em função da diferença do teor de umidade medido em relação teor de umidade ótimo, conforme a relação dada na Fig. 6b. Esta equação forneceria, portanto, uma relação entre a resistividade elétrica de campo com o grau de compactação. Esse estudo, porém, não foi validado em campo.

Além desses estudos descritos até aqui, a literatura contempla outros tantos que visam estabelecer relações da resistividade elétrica com os parâmetros geotécnicos dos solos. Nesses estudos são utilizados equipamentos e métodos com as mais variadas configurações de leitura de corrente ou tensão, conforme demonstrado. Além das relações da resistividade com a densidade seca e teor umidade, outras propriedades do solo também já foram relacionadas. Dentre estas citam-se a mineralogia (Al Rashid *et al.*, 2018), tamanho dos grãos (Kowalczyk *et al.*, 2014); energia de compactação (Inim *et al.*, 2016; Vaillant e Cardoso, 2016), coesão e ângulo de atrito (Bin-Razali e Osman, 2011), índice de vazios (Vaillant e Santos, 2015; Alibrahim e Uygur, 2021) e CBR (Vaillant *et al.*, 2018).

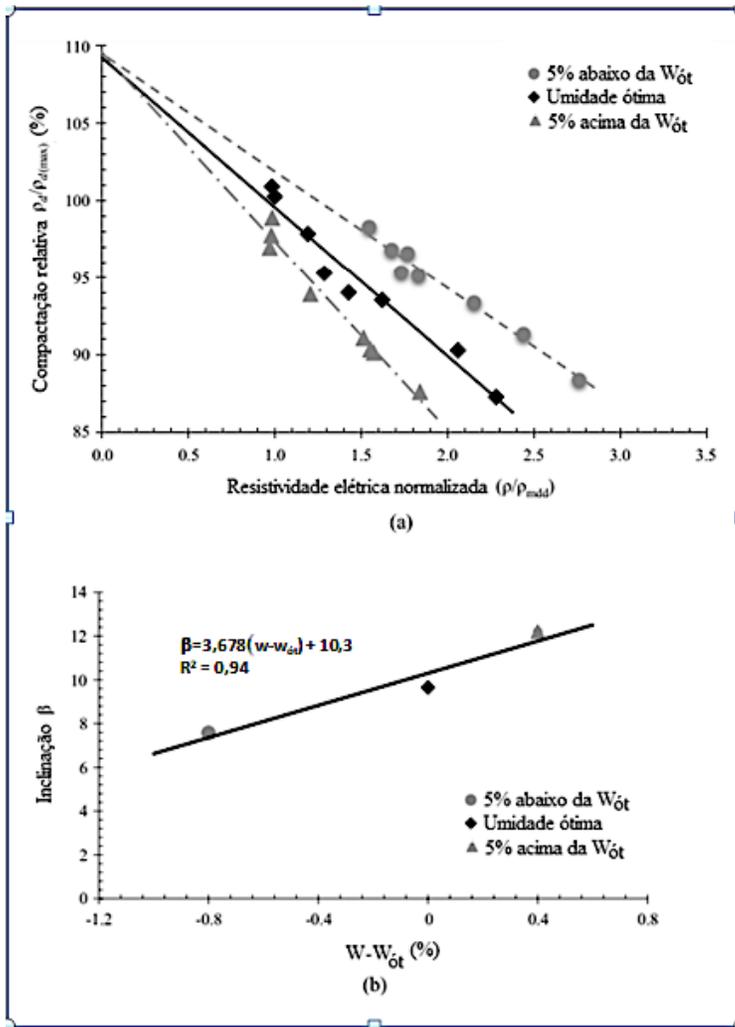


Fig. 6 – Resistividade elétrica versus grau de compactação (a) e relações do coeficiente angular desta tendência, com a diferença da umidade de campo com a ótima (b) (Traduzida de Owusu-Nimo *et al.*, 2023).

Considerando todo cenário apresentado, este estudo pretende contribuir para ampliar o espectro de dados obtidos em campo e fomentar novas pesquisas nessa condição.

3 – MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo serão descritos a origem e as características do rejeito de mineração utilizado no estudo e as técnicas empregadas na compactação e nas medidas da condutividade elétrica.

O rejeito gerado pela usina de beneficiamento do minério de ferro (UBMF), passa por um enquadramento da sua faixa granulométrica no sentido de atender às especificações de aceitabilidade para o empilhamento (Fig. 7). Isso é feito com um rigoroso controle no processo de filtragem e testes em aterro experimental. Nesse sentido, admite-se para destinação à pilha de rejeito materiais com características semelhantes aos materiais trabalhados no aterro experimental no que tange à resistência, trabalhabilidade, trafegabilidade, umidade ótima e comportamento geomecânico.

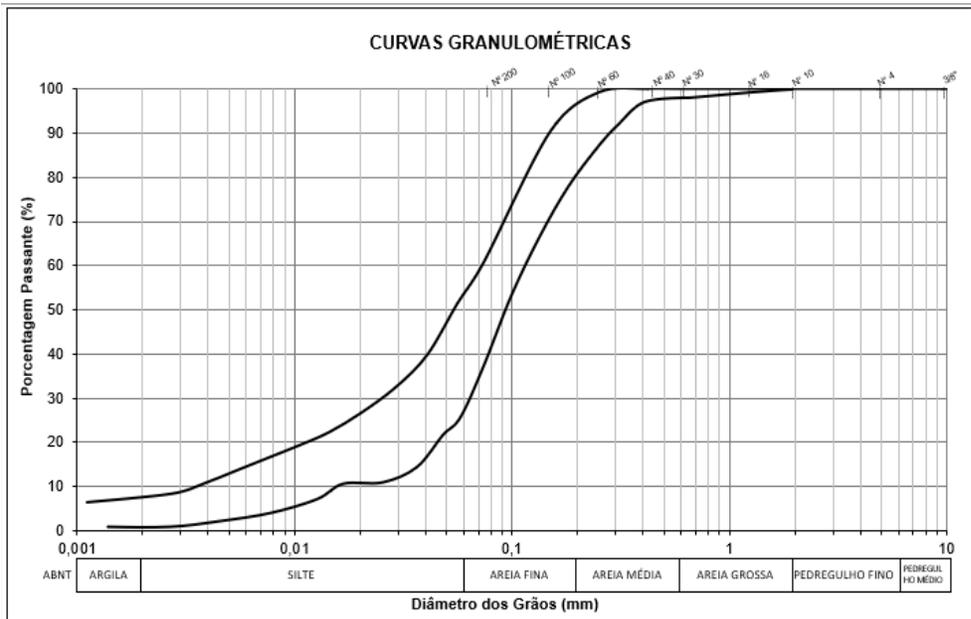


Fig. 7 – Faixa granulométrica do rejeito especificado para empilhamento. (Costa, 2023)

O teor de umidade do rejeito, na saída da planta de filtragem da UBMF, apresenta limites característicos observados em testes experimentais. A frequência da umidade na saída da filtragem é mostrada na Figura 8, para um rejeito total com 20% de material ultrafino.

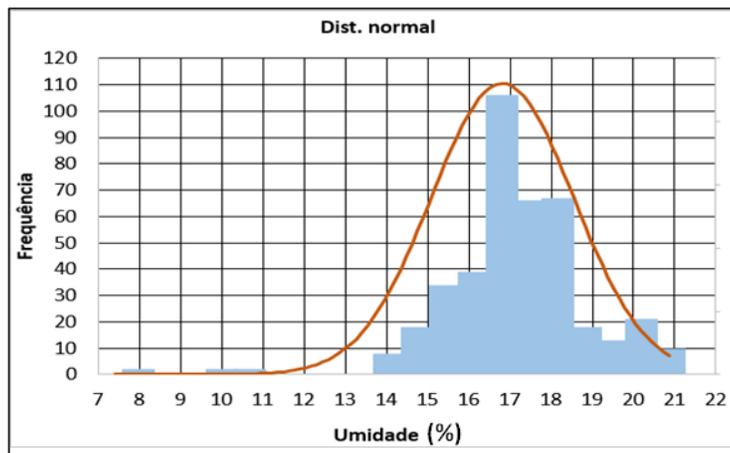


Fig. 8 – Frequência da umidade geotécnica do rejeito na saída da UBMF (Costa, 2023).

Outro parâmetro do rejeito que é igualmente medido e controlado na UBMF, é o seu teor de ferro. Para o rejeito com 20% de ultrafinos, esses teores apresentam a estatística mostrada na Figura 9.

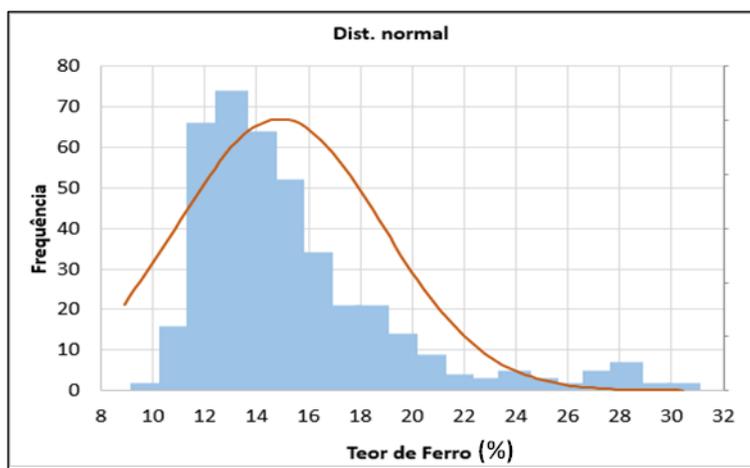


Fig. 9 – Frequência do teor de ferro no rejeito (Costa, 2023).

3.1 – Coleta e preparo das amostras de rejeito

O material estudado é um rejeito da mineração de ferro, produzido em uma UBMF específica, que está sendo disposto sob a forma de uma Pilha de Disposição de Rejeito (PDR). Essa escolha atende ao projeto executivo da empresa mineradora.

Para início dos estudos, foram coletadas, manualmente, amostras deformadas do rejeito utilizado na pilha, conforme ilustrado na Figura 10. As amostras foram coletadas pelo método de raspagem, em cota superficial, com auxílio de pás e picaretas. Após coletadas, as amostras foram colocadas em sacos plásticos hermeticamente fechados, visando conservar o teor de umidade natural durante o transporte das amostras (Fig. 10).



Fig. 10 – Procedimento de coleta das amostras de rejeito.

3.2 – Caracterização do rejeito

A preparação das amostras durante a campanha experimental ocorreu de acordo com as diretrizes especificadas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 6457:2016 (ABNT, 2016a).

A massa específica dos sólidos foi determinada com o auxílio da norma NBR 6458:2016 (ABNT, 2016b).

Os ensaios de limites de consistência, foram realizados de acordo com as normas NBR 6459:2016 (ABNT, 2016c) e NBR 7180:2016 (ABNT, 2016d).

Os ensaios de granulometria conjunta foram desempenhados de acordo com a norma NBR 7181:2018 (ABNT, 2018), na qual realizou-se os procedimentos de peneiramento (grosso e fino) e de sedimentação. As frações granulométricas das partículas foram definidas a partir das instruções da norma NBR 6502:2022 (ABNT, 2022).

A umidade de compactação é importante na execução da Pilha de Disposição de Rejeito, para obtenção de um empilhamento com comportamento geotécnico dentro das premissas de Projeto. Assim, a umidade alvo do rejeito para a compactação da pilha deve atender os limites estabelecidos: $10,5\% < \text{umidade alvo para compactação} < 13,5\%$.

3.3 – Compactação em laboratório

O ensaio de compactação convencional (CPN) foi realizado de acordo com a NBR 7180:2016 (ABNT, 2016d). Foram compactados cinco corpos de prova, na energia Proctor Normal (12 golpes), com cinco camadas, utilizando cilindro grande e soquete de 4.536 g. Optou-se por compactar todas as amostras na mesma energia (normal), podendo assim submeter as amostras às mesmas condições de ensaio, facilitando a comparação e análise dos métodos e dos resultados.

Para cada corpo de prova compactado foi coletada uma amostra do material para realização do ensaio de teor de umidade. O procedimento foi repetido até que se obtivesse pelo menos dois pontos abaixo e dois acima da umidade ótima na curva de compactação. Para tanto, adicionou-se 2% de umidade a cada novo ensaio realizado.

A compactação “manual” (CM) foi realizada com objetivo de observar o comportamento da condutividade elétrica mediante variações no grau de compactação do rejeito e no tipo de compactação realizado. Esperava-se que a condutividade elétrica apresentasse variações na leitura em função do equipamento e/ou do método de aplicação da energia. A partir dos resultados obtidos no ensaio de C_{PN} , foram estabelecidas algumas variações no GC do rejeito e, para cada uma foram moldados 3 corpos de prova. Foram definidos os graus de compactação (GC) seguintes: 80%, 85%, 90%, 95%, 98%, 100% e 104% (todos moldados na umidade ótima obtida no ensaio de compactação Proctor Normal).

Para a moldagem dos corpos de prova do rejeito seco ao ar, foi adicionada água suficiente para alcançar a umidade ótima obtida a partir do ensaio de compactação Proctor Normal. O material (rejeito + água) foi homogeneizado em saco plástico para obter uniformidade no teor de umidade. A quantidade de material foi sempre superior à necessária para preencher os moldes das densidades especificadas, possibilitando a coleta de material para determinação e verificação do teor de umidade em cada corpo de prova moldado.

A compactação manual foi realizada em 5 camadas de 2,3 cm, utilizando-se as ferramentas mostradas na Figura 11a. O cilindro utilizado para a moldagem dos corpos de prova, foi o cilindro grande utilizado no ensaio de compactação Proctor Normal, com dimensões de, aproximadamente,



Fig. 11 – Equipamentos utilizados na compactação manual do rejeito.

152 mm de diâmetro e 115 mm de altura (Fig. 11b). Com a densidade seca máxima ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) e umidade ótica ($W_{\acute{o}t}$) do ensaio de compactação Proctor Normal e, considerando o volume do cilindro, determinou-se a massa úmida necessária para a confecção dos corpos de prova.

Para atingir a densidade ou grau de compactação desejado, utilizou-se uma haste no início do processo para o nivelamento da superfície (Fig. 11b), e um soquete de compactação para aplicar a energia necessária (Fig. 11c).

A cada camada, foi realizada a medida da altura para aferir a densidade da camada (Figura 12a). Depois de pronto, o conjunto corpo de prova e cilindro, será pesado e imediatamente realizadas as leituras de condutividade (Fig. 12b).

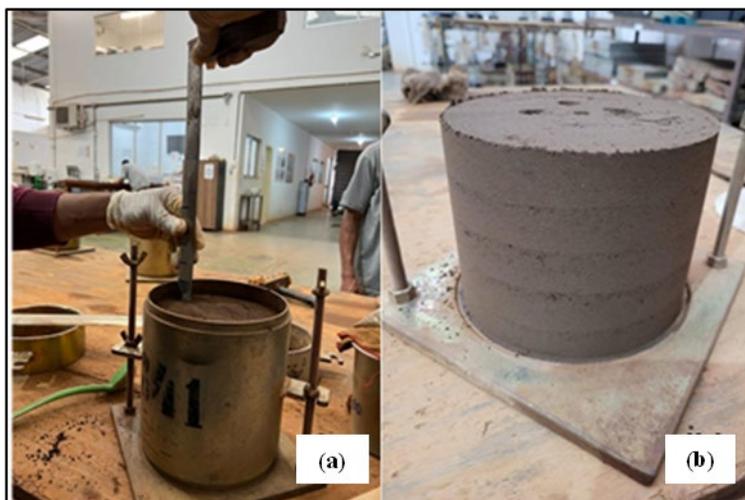


Fig. 12 – Verificação de altura da camada compactada (a) e corpo de prova após extração (b).

3.3.1 – Medidas da condutividade elétrica em laboratório

A condutividade elétrica foi medida para cada ponto do ensaio de compactação Proctor Normal. A leitura foi obtida a partir de um protótipo construído para este fim, por meio de um sistema de montagem simples, utilizando um circuito de corrente contínua. Utilizou-se dois elétrodos de aço inoxidável com ponta biselada, para facilitar a cravação. Os elétrodos foram construídos com seção transversal de 6 mm e comprimento de 70 mm, instalados a 40 mm de distância entre eles. Essas medidas foram dimensionadas para obtenção de uma relação unitária entre o comprimento do elétrodo (L) e a área de contato com o solo (A). Assim sendo, a condutividade elétrica seria função apenas da Resistência Elétrica (R), de acordo com a Equação 2. Utilizou-se como fonte de tensão contínua uma bateria de 12 V (Figura 13).

A cravação dos elétrodos foi realizada na região central do corpo de prova, e com o alinhamento paralelo à face do corpo de prova. A corrente elétrica foi lida em um amperímetro digital, imediatamente após o circuito ser ligado à bateria de 12V. Um multímetro foi inserido no circuito para verificar a tensão da bateria, resultando em maior precisão e confiabilidade nas leituras.

A resistência elétrica R foi obtida por meio da conhecida lei de Ohm e a condutividade elétrica (K) é obtida em função da resistência através da equação seguinte:

$$K = \frac{L}{RA} \quad (2)$$



Fig. 13 – Montagem do circuito para leitura da corrente elétrica no corpo de prova.

3.4 – Compactação de campo (CC)

A compactação do rejeito em campo foi realizada em camadas com espessura fofa (antes da compactação) entre 0,30 a 0,60 m, espalhadas com um trator D10. A compactação das camadas foi executada por meio de quatro (4) passadas de rolo liso vibratório de 20 toneladas.

A cada quatro camadas por praça de trabalho, isto é, a cada setor da pilha (Fig. 1), foi realizado um levantamento topográfico para medir a espessura final das camadas, bem como seus respectivos volumes.

A liberação das camadas compactadas no campo é realizada com base no critério do Grau de Compactação (GC) que foi obtido por meio do método do cilindro cortante, sendo que a amostra deverá ser coletada por furo. Com a mesma amostra é obtida a massa específica dos grãos, a ser utilizado na determinação do índice de vazios. A frequência dos ensaios de controle obedeceu ao critério de pelo menos três ensaios para cada 12.000 m² de aterro.

Os valores de referência para controle da compactação são os seguintes:

- Massa específica seca in situ: 1,80 a 1,95 g/cm³
- Massa específica dos grãos: 2,95 a 3,10 g/cm³
- Teor de umidade in situ: 10,5% a 13% ($W_{ót} \pm 1,5\%$)
- Índice de vazios: $\leq 0,65$
- Grau de compactação: $GC \geq 95\%$

3.4.1 – Medidas da condutividade elétrica no campo (K_C)

As leituras da condutividade elétrica em campo (K_C), foram realizadas do mesmo modo praticado no laboratório, utilizando-se do mesmo equipamento portátil, conforme foi previsto em Vaillant e Cardoso (2016). As leituras foram tomadas em diferentes setores da camada compactada da pilha de rejeito, conforme mostrado na Figura 14.

Em cada local, foram realizadas 3 cravações dos eletrodos em pontos equidistantes daquele onde foi avaliado o GC pelo método convencional. Assim, foi possível avaliar qualquer dispersão ou erro de leitura ou, ainda, observar mudanças nas características do rejeito ou da energia de compactação.

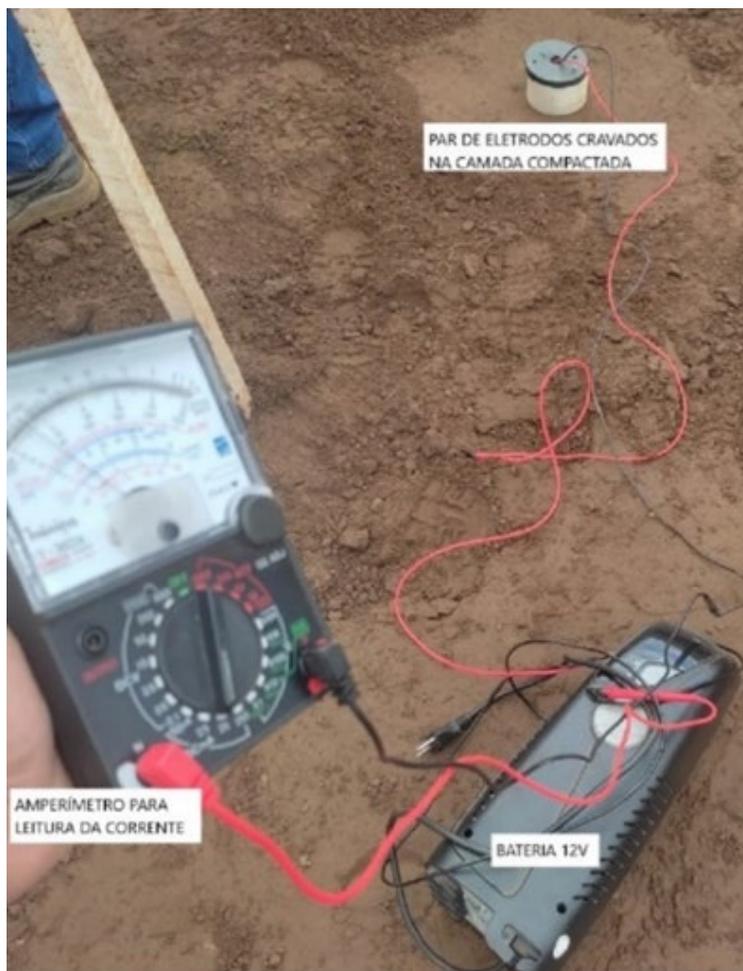


Fig. 14 – Procedimento de leitura da CE realizada no campo

4 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nesta seção, optou-se por apresentar os resultados preferencialmente na forma de gráficos para facilitar a visualização e orientar a discussão que será realizada concomitantemente.

4.1 – Ensaio de caracterização

Os resultados obtidos na caracterização do rejeito estudado nesta pesquisa estão resumidos no Quadro 1.

A análise granulométrica do rejeito, mostrou que ele é composto na sua maior parte por areia (59%) e silte (32%). O material se apresenta predominantemente arenoso e, portanto, o resultado para o ensaio de Limites de Atterberg, como esperado, foi “Não Plástico”, típico de materiais granulares.

Quadro 1 – Resultados dos ensaios de caracterização do rejeito.

| Designação do Solo | Areia siltosa com pouca argila e com vestígios de pedregulho de cor marrom |
|--|--|
| Areia Grossa (%) | 2 |
| Areia Média (%) | 11 |
| Areia Fina (%) | 46 |
| Silte (%) | 32 |
| Argila (%) | 7 |
| Pedregulho (%) | 1 |
| D60 (mm) | 0,105 |
| D50 (mm) | 0,083 |
| D30 (mm) | 0,047 |
| D10 (mm) | 0,005 |
| Umidade Natural (%) | 12,39 |
| Massa específica real dos grãos (g/cm ³) | 3,046 |
| Umidade ótima (%) | 10,77 |
| Massa específica seca máxima (g/cm ³) | 2,009 |
| Índice de Plasticidade (%) | NP |

4.2 – Ensaio de compactação convencional (CPN)

A partir da curva de compactação obtida para a energia normal (Figura 15), definiu-se a umidade ótima ($w_{ót}$) de 10,77% e a densidade seca máxima do solo ($\gamma_{dmáx}$) de 2,009 g/cm³ para o rejeito estudado. Embora a curva apresente uma pequena dispersão em relação a um ponto, em todos os ensaios realizados com o rejeito foram observados os mesmos parâmetros e a mesma curva característica.

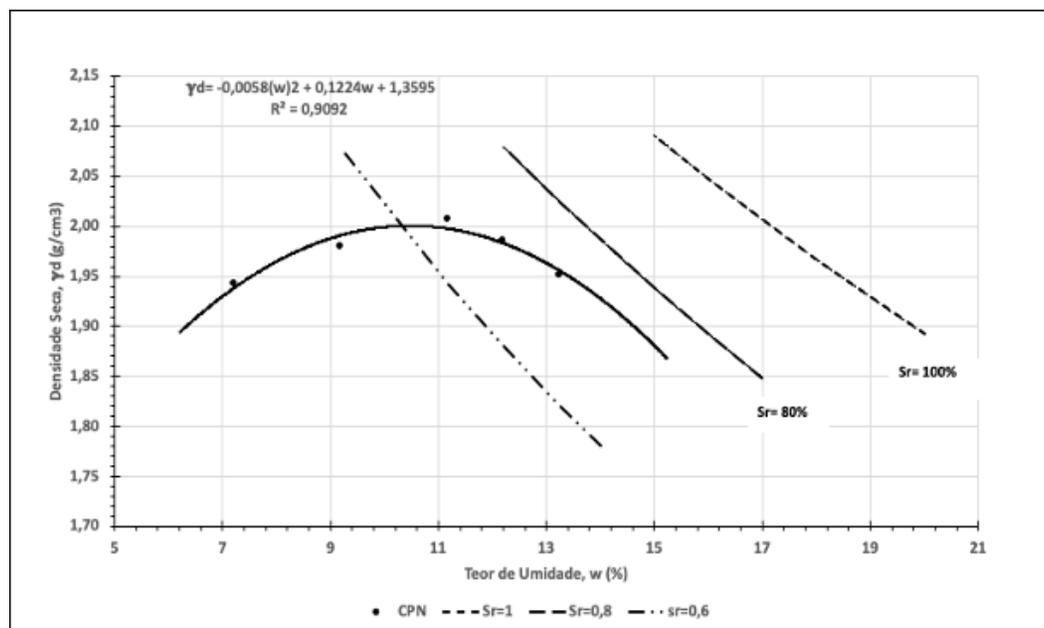


Fig. 15 – Curvas de compactação e saturação do rejeito na energia normal (C_{PN})

4.2.1 – Condutividade Elétrica do rejeito compactado no método convencional (K_P)

Com as leituras de condutividade elétrica obtidas a partir dos pontos do ensaio de compactação Proctor Normal (K_P), estabeleceram-se relações com a umidade, densidade seca e um parâmetro combinado, dado pelo quociente da densidade pela umidade (RDU_P), conforme proposto no trabalho de Vaillant e Cardoso (2016).

A Figura 16a, apresenta a relação da condutividade elétrica com a densidade seca obtida para cada ponto do ensaio de compactação Proctor Normal, apresentando um comportamento semelhante ao observado na literatura. Os valores da condutividade elétrica apresentam-se menores do que aqueles observados para solos argilosos e siltosos (Mostafa *et al.*, 2018), como era de se esperar. Para os valores ótimos (densidade seca máxima e teor de umidade ótimo) do rejeito, o valor de $RDU_P = 18,65$ e K_P tem um valor próximo de $0,19$ mS/cm que representa, portanto, uma “condutividade ótima” para o rejeito ($K_{ót}$).

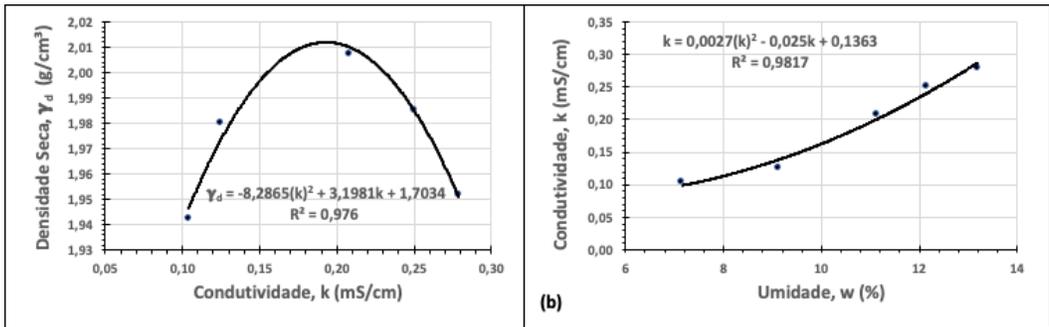


Fig. 16 – Relação da condutividade elétrica com os parâmetros de compactação do rejeito, na energia normal (C_{PN})

A relação da condutividade elétrica (K_P) com a umidade (W) apresenta, em boa parte dos estudos encontrados na literatura, uma relação próxima da linear. Indicando que K_P aumenta para aumentos de W . Porém, isso parece ocorrer até um valor limite estabelecido em função das características do solo. Sendo assim, adotou-se função polinomial para melhor representar esse comportamento, conforme mostra a Figura 16b.

A relação da condutividade elétrica com o parâmetro combinado RDU , doravante chamada de “curva de condutividade” (CK_P), apresentou o comportamento mostrado na Figura 17a. Esta curva tem características semelhantes à curva que relaciona K_P com W (Fig. 16b). No ponto de inflexão, ou de estabilização, o limite mínimo da condutividade elétrica é de $0,10$ mS/cm, como indicado nas duas curvas. A Figura 17b apresenta a relação da condutividade com a densidade relativa ou grau

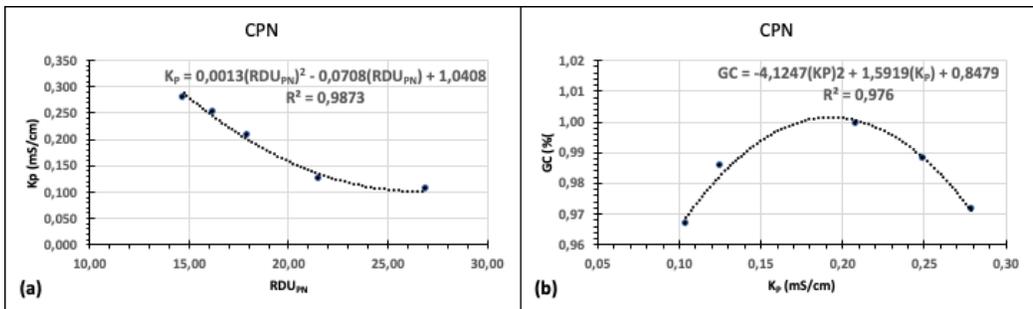


Fig. 17 – Curva de condutividade (CK_P) do rejeito compactado no método C_{PN} e relação com o Grau de Compactação (GC).

de compactação (GC_P), cujo objetivo é estabelecer comparações com os outros métodos de compactação estudados.

4.3 – Ensaio de compactação manual (CM)

A compactação manual (CM), conforme foi descrita no capítulo anterior, foi realizada no sentido de observar o comportamento da condutividade com a mudança no modo de densificação do solo. E, conforme mencionado, esse método de compactação foi realizado com umidade constante ($W_{ót}$), variando-se o grau de compactação.

4.3.1 – Condutividade Elétrica do rejeito compactado no método manual (K_M)

As relações da condutividade com os parâmetros de compactação manual (K_M x RDU_M) podem ser observadas na Figura 18a. A tendência é a mesma apresentada na compactação Proctor Normal (C_{PN}), porém, indicando um ponto de inflexão da curva um pouco mais alto. Ou seja, as condutividades elétricas medidas na compactação manual são maiores do que na compactação Proctor Normal ($K_M > K_P$). Esse fato já é um indicativo da influência do modo de aplicação da energia de compactação.

O comportamento da condutividade para o caso da compactação com variações na umidade, está de acordo com outros resultados encontrados na literatura (Kowalczyk *et al.*, 2014; Vaillant *et al.*, 2015; Vaillant e Cardoso, 2016).

A relação de GC_M x K_M (Fig. 18b) também tem comportamento similar à C_{PN} , indicando o ponto de inflexão no limite imposto no plano de ensaio ($GC=1,04$). Resultados semelhantes foram encontrados em estudo anterior (Kowalczyk *et al.*, 2014) . Em todos os casos os valores de condutividade elétrica foram maiores na compactação manual. E, conseqüentemente, pode-se esperar essa mesma tendência na condutividade elétrica para as medidas realizadas em campo.

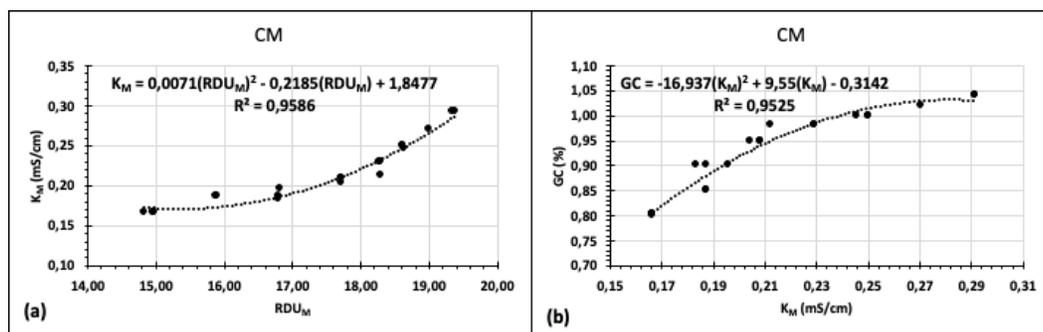


Fig. 18 – Curva de condutividade para o rejeito compactado no método manual (a) e relação da condutividade com o Grau de Compactação (b)

4.4 – Condutividade Elétrica do rejeito compactado em campo (K_c)

Os dados aferidos em campo atestaram a eficácia das leituras de condutividade elétrica, que, praticamente, não apresentaram dispersão entre as medidas tomadas em três diferentes posições equidistantes do ponto de controle. O Quadro 2 apresenta todos os valores de condutividade medidos em campo, para cada ponto de estudo. Esse fato por si, já demonstra a eficácia da condutividade como ferramenta de apoio à compactação de campo. As leituras foram realizadas em diferentes setores da PDR, conforme foi apresentado na Figura 1.

Quadro 2 – Resultados das leituras de condutividade em campo.

| Pontos | Condutividade elétrica (mS/cm) | | | | | DP |
|--------|--------------------------------|----------------|----------------|----------------|-------|-------|
| | L ₁ | L ₂ | L ₃ | L ₄ | Média | |
| Baia 1 | 0,283 | 0,258 | 0,258 | - | 0,266 | 0,011 |
| Baia 2 | 0,333 | 0,375 | 0,354 | 0,375 | 0,359 | 0,016 |
| Baia 3 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | - | 0,25 | 0,000 |
| Baia 4 | 0,258 | 0,258 | 0,25 | - | 0,255 | 0,004 |
| Baia 5 | 0,292 | 0,292 | 0,292 | - | 0,292 | 0,000 |

O Quadro 3 apresenta as leituras de campo para o controle da compactação. Nota-se que o controle da umidade, de fato apresenta dificuldades em atender à tolerância de projeto ($W_{ót} \pm 1,5\%$). Porém, isso não foi obstáculo para a obtenção do GC desejado. Aliás, o maior GC (105%) foi obtido para uma maior umidade de campo (12,8%), superando em 2% a umidade ótima na CPN (10,8%). E, para um teor de umidade próximo da ótima, o GC foi de 102%.

Não houve relação matemática entre densidade seca com o teor de umidade de campo, ou seja, parece não existir uma curva de compactação para o método de campo.

Tratando-se de um solo arenoso, em condições de campo, é fácil supor que a perda de umidade ocorre mais rapidamente. Isso é facilitado pela pouca espessura de camada e pelo revolvimento do solo para homogeneização. Por outro lado, também deve-se considerar que operação de compactação das camadas e a determinação da umidade de controle, não seguem um padrão de tempo definido. Ou seja, as camadas apresentam tempos de secagem variados, o que justifica as diferenças nas medidas de umidade. Por conseguinte, a densidade seca também varia para uma mesma energia aplicada. Assim sendo, é possível que a curva de condutividade no campo (CK_C) tenha sido afetada por essa aleatoriedade nos parâmetros de controle (Figura 19a). Porém, a tendência é muito similar com a CK_P (Fig. 18a). Nota-se que o ponto de inflexão da curva de condutividade de campo (0,25 mS/cm) é cerca de 3 vezes maior do que aquele apresentado pela curva padrão de laboratório (0,08 mS/cm), confirmando as análises anteriores. Isso significa que a condutividade medida no campo para obter um $GC=1$, também deverá ser maior do que aquela leitura de laboratório.

Quadro 3 – Dados obtidos no campo para o controle da compactação convencional.

| Baias | Umidade (%) | Dens. Seca (g/cm^3) |
|-------|-------------|-------------------------|
| B1 | 11,20 | 2,084 |
| B2 | 12,97 | 2,130 |
| B3 | 10,60 | 2,058 |
| B4 | 11,60 | 2,063 |
| B5 | 12,83 | 2,100 |

A Figura 19b apresenta a relação do grau de compactação com a condutividade elétrica de campo. Observa-se uma correlação bastante razoável e os altos valores de condutividade obtidos, conforme mencionado.

O comportamento $GC \times K_C$ (Fig. 19b) segue o mesmo padrão observado para a CPN. Ou seja, existe um ponto de máximo a partir do qual o GC diminui com o aumento de K_C . Observa-se que os valores de K_C são sempre maiores do que K_P ($K_C > K_P$). Assim, para obtenção de um $GC=1$, o valor de K_C é igual a 0,23mS/cm, aqui chamada de “condutividade ótima de campo” ($k_{Cót}$) que é 21% maior do que $k_{Pót}$. O ponto de inflexão da curva sugere um “Grau de Compactação Máximo” para o rejeito, situado em torno de 1,06. Ou seja, para as condições de compactação de campo descritas no

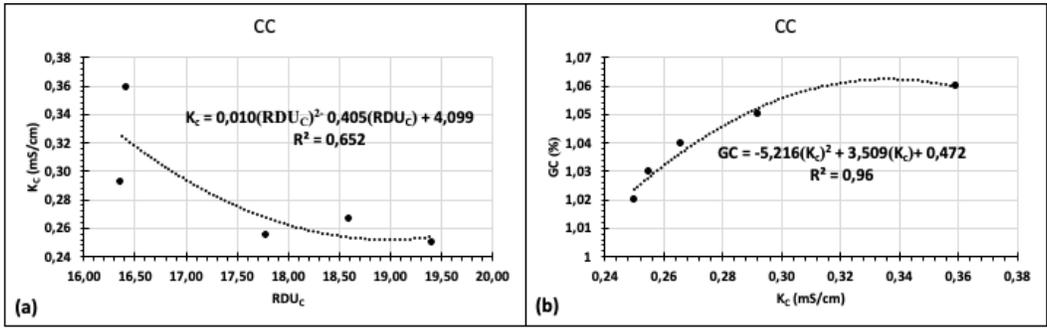


Fig. 19 – Curva de condutividade no campo (CK_C) e relação com o grau de compactação

tópico anterior, haverá um $GC_{m\acute{a}x}$ que só será ultrapassado aumentando-se a energia aplicada à camada de rejeito.

A curva $GC \times K$ que mais se aproximada curva de campo é aquela obtida na compactação manual de laboratório (Fig. 20). Provavelmente, isso decorre do fato de que ambas foram realizadas para umidades próximas da umidade ótima. Parece ser um indicativo de que este ensaio deveria ser referência para aplicação da condutividade elétrica no campo.

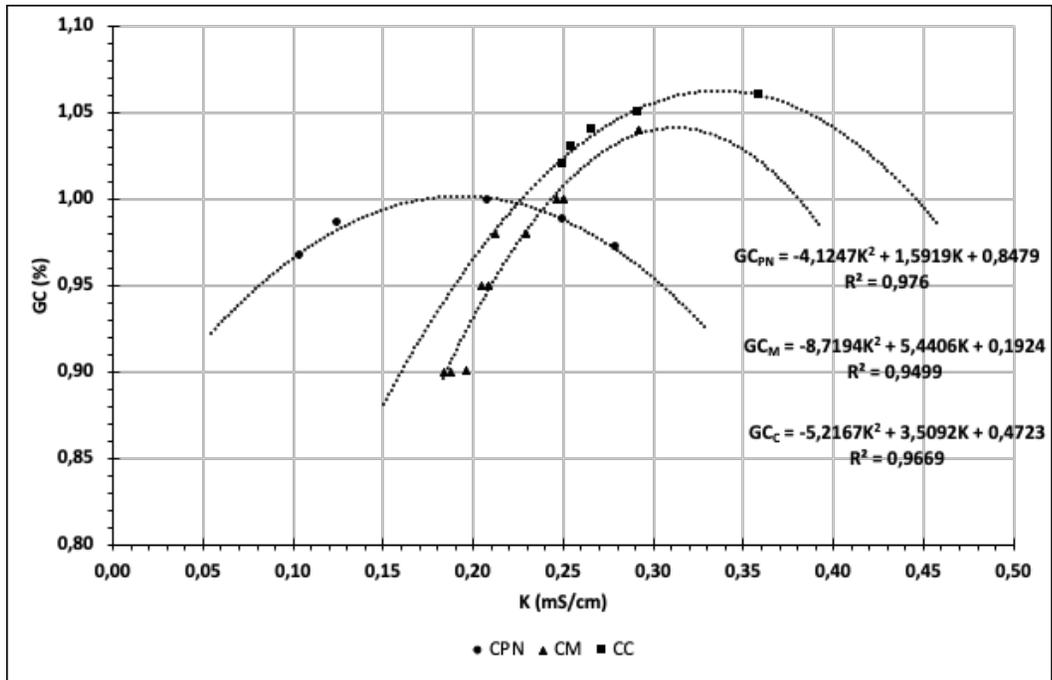


Fig. 20 – Relações do Grau de Compactação (GC) com a condutividade elétrica (K) nos diferentes modos de compactação

Ao estabelecer a relação matemática entre os coeficientes das curvas GC para compactação manual de laboratório e a curva de campo, encontrou-se uma relação linear com praticamente 100% de correlação, conforme indicado na Figura 21. Daí, é possível estabelecer uma relação matemática a partir dos três coeficientes da função quadrática, para simular a curva de campo, conforme indicado na equação seguinte:

$$\text{Coef}(C_C) = 0,618 \times \text{Coef}(C_M) + 0,224 \quad (3)$$

A partir dessa relação entre os coeficientes obtém-se a equação para simular o GC_{camp} :

$$GC_C = -5,18(K_C)^2 + 3,60(K_C) + 0,34 \quad (4)$$

O Quadro 4 apresenta os cálculos realizados para estimativa do GC no campo a partir da Equação 4, ao lado dos dados experimentais. Observa-se um pequeno desajuste nos valores de GC simulados para o campo. Isso se deve, naturalmente, aos erros embutidos nas curvas GC x K, para os dois casos (Fig.20). Portanto, foi necessária uma pequena correção nos valores dos coeficientes, conforme mostrado no Quadro 4.

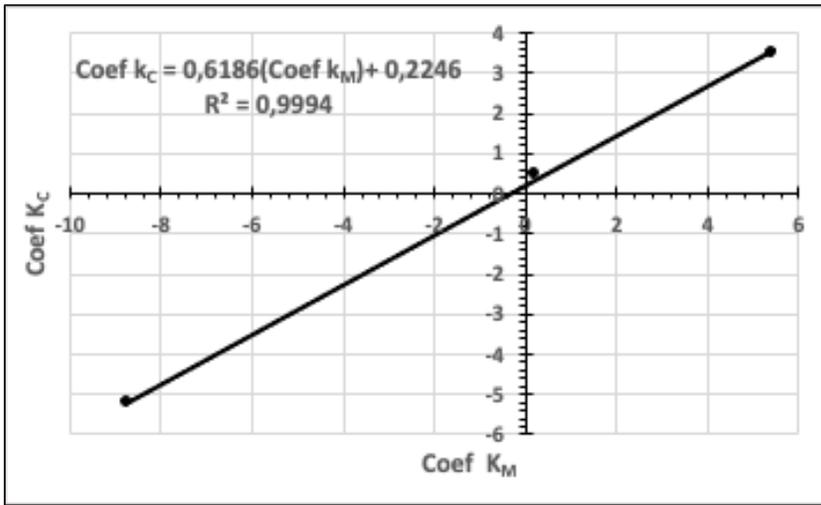


Fig. 21 – Relação entre os coeficientes das curvas GC x K para compactação manual e de campo

Quadro 4 – Cálculo do Grau de Compactação a partir das relações com a condutividade elétrica.

| Coef. | a= -8,72 b= 5,44 c= 0,19 | a= -5,22 b= 3,51 c= 0,47 | a= -5,16 b= 3,59 c= 0,34 | a _{aj} = -5,24 b _{aj} = 3,64 c _{aj} = 0,44 |
|-------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|---|
| K | GC _{Man} Exp | GC _{Camp} Exp | GC _{Camp} Sim | GC _{Camp} Sim _{aj} |
| 0,20 | 0,93 | 0,97 | 0,86 | 0,96 |
| 0,22 | 0,97 | 0,99 | 0,88 | 0,99 |
| 0,24 | 1,00 | 1,01 | 0,91 | 1,01 |
| 0,26 | 1,02 | 1,03 | 0,93 | 1,03 |
| 0,28 | 1,03 | 1,05 | 0,94 | 1,05 |
| 0,30 | 1,04 | 1,06 | 0,96 | 1,06 |

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este estudo buscou introduzir um método indireto para controle da compactação, que apresentasse baixo custo e leituras rápidas e de boa precisão, conforme foi mencionado ao final da seção introdutória. Nesse sentido, utilizou-se a condutividade elétrica (K) como método alternativo no controle da compactação de pilhas de disposição de rejeito da mineração de ferro. O equipamento

para medida da condutividade elétrica foi projetado e construído para uso tanto no laboratório quanto no campo. Nos ensaios de laboratório para caracterização do material e para obtenção dos seus parâmetros de compactação, utilizou-se a Energia Normal pois esta foi também a energia usada no campo.

Juntamente com os ensaios de compactação em laboratório foram tomadas medidas de condutividade elétrica, para observar o comportamento desse parâmetro em função das variações de umidade e de densidade seca. Foram realizados, ainda, ensaios de laboratório utilizando compactação manual, no sentido de observar a influência do processo de densificação do solo nas medidas de condutividade elétrica.

O mesmo equipamento utilizado no laboratório foi levado ao campo para leituras de condutividade *in loco*, na construção de um aterro real (PDR).

Os resultados indicaram haver curvas de condutividade características para cada método de compactação utilizado (Figs. 17, 18 e 19), não considerando outras influências, tais como as variações de mineralogia, temperatura, etc.

Associando a condutividade elétrica (K) com o grau de compactação (GC) do material em laboratório e no campo, observou-se curvas polinomiais distintas, como era esperado, com um grau de correlação (R^2) mínimo de 0,95 (Fig. 20). Observou-se regressões lineares expressivas entre os coeficientes das curvas de laboratório com a curva de campo, com grande vantagem ($R^2=1$) para a curva de compactação manual em laboratório (Fig. 21). Assim, foi possível estabelecer uma equação matemática para relacionar a condutividade elétrica de campo com o Grau de Compactação da PDR (Eq. 4). Desse modo, pode-se estimar o GC apenas pela medida da condutividade elétrica no campo. Nesse caso, para obter um $GC = 1$ para o rejeito de mineração no campo, a condutividade elétrica medida *in loco* deve ser igual a $K = 0,23$ mS/cm (Quadro 4).

Conclui-se, portanto, que o método da condutividade elétrica proposto, apresenta-se como uma alternativa relevante para o controle da compactação no campo. Devido ao baixo custo de construção, rapidez de leitura e boa precisão nos resultados, pode-se aumentar substancialmente o número de pontos de controle. Por outro lado, devido a grande sensibilidade da condutividade elétrica às pequenas variações nos parâmetros de compactação do material, seria possível detectar essas mudanças e evitar inconformidades em tempo útil.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Cefet-MG e ao Laboratório GEOLABOR da Chammas Engenharia, onde o estudo foi planejado e implementado. Agradecimento especial ao Engenheiro Tadeu Henrique Castro, Sócio Diretor da Chammas Engenharia, que apoiou incondicionalmente e disponibilizou todos os recursos necessários para a realização da pesquisa.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (2016a). NBR 6457 – *Amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro, Brasil: Associação Brasileira de Normas Técnicas. 14 p.

ABNT (2016b). NBR 6458 – *Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água*. Rio de Janeiro, Brasil: Associação Brasileira de Normas Técnicas. 14 p.

ABNT (2016c). NBR 6459 – *Solo – determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro, Brasil: Associação Brasileira de Normas Técnicas. 9 p.

ABNT (2016d). NBR 7180 – *Solo – Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro, Brasil: Associação Brasileira de Normas Técnicas. 7 p.

- ABNT (2017). NBR 13028 – *Mineração – Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água – Requisitos*. Rio de Janeiro, Brasil: Associação Brasileira de Normas Técnicas. 16 p.
- ABNT (2018). NBR 7181 – *Solo – Análise granulométrica*. Rio de Janeiro, Brasil: Associação Brasileira de Normas Técnicas. 16 p.
- ABNT (2022). NBR 6502 – *Solos e Rochas – Terminologia*. Rio de Janeiro, Brasil: Associação Brasileira de Normas Técnicas. 40 p.
- Alibrahim, B.; Uygur, E. (2021). *Influence of compaction method and effort on electrical resistivity and volume change of cohesive soils*. KSCE Journal of Civil Engineering, v. 25, pp. 2381-2393. <https://doi.org/10.1007/s12205-021-0419-9>
- Al Rashid, Q. A.; Abuel Naga, H. M.; Leong, E. C.; Lu, Y.; Al Abadi, H. (2018). *Experimental-artificial intelligence approach for characterizing electrical resistivity of partially saturated clay liners*. Applied Clay Science, v. 156, pp. 1-10. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2018.01.023>
- ASTM (2007). ASTM D 422-63 – *Standard test method for particle-size analysis of soils* -. Annual Book of ASTM Standards. West Conshohocken, PA/USA: ASTM International.
- ASTM (2011). ASTM D 7698 – *Standard method for in-place estimation of density and water content of soil and aggregate by correlation with complex impedance method* -. Annual Book of ASTM Standards. West Conshohocken, PA/USA: ASTM International.
- Bin-Razali, M. N. F.; Osman, S.B. A. (2011). *Non-quantitative correlation of soil resistivity with some soil parameters*. In: National Postgraduate Conference Proceedings. Perak, Malaysia. pp. 1-4. <https://doi.org/10-1109/NatPC.2011.6136365>
- Costa, L. M. B. (2023). *Estudo da condutividade elétrica como parâmetro de controle da compactação de uma pilha de rejeito de mineração*. Curso de Engenharia de Produção Civil do Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (Trabalho de Conclusão de Curso). Belo Horizonte: CEFET-MG. 62 p.
- Craig, R. F.; Knappett, J. A. (2018). *Mecânica dos Solos*. 8. ed. Rio de Janeiro, Brasil: LTC.
- Consentino, P. J.; Shaban, A. M. (2018). *Predicting bearing ratio of granular soil using Dynamic Cone Penetrometer and modified PENCEL pressuremeter tests*. Innovation in Geotechnical Engineering Conference - ASCE-GSP. Honoring Jean-Louis Briaud volume.
- Inim, I. J.; Tijani, M. N.; Affiah, U. E. (2016) *Experimental assessment of electrical properties of lateritic soils as an alternative non-destructive method for compaction monitoring*. International Journal of Geotechnical Engineering. v. 12, n. 3, pp.1-6. <https://doi.org/10.1080/19386362.1270792>
- Islam, T.; Chik, Z.; Mustafa, M. M.; Sanusi, H. (2012). *Modeling of electrical resistivity and maximum dry density in soil compaction measurement*. Environmental Earth Science. v. 67, n. 5. pp. 1299-1305. <https://doi.org/10.1007/s126665-012-1573-7>
- Kowalczyk, S.; Maslakowski, M.; Tucholka, P. (2014). *Determination of the correlation between the electrical resistivity of non-cohesive soils and the degree of compaction*. Journal of Applied Geophysics, v. 110, pp. 43-50. <https://doi.org/10.1016/j.jappgeo.2014.08.016>.
- Meehan, C. L.; Hertz, J. S. (2011). *Using electrical density gauges for field compaction control*. Repository 220. Newark: Delaware Center for Transportation, University of Delaware.

- Mostafa, M.; Anwar, M. B.; Radwan, A. (2017). *Application of electrical resistivity measurement as quality control test for calcareous soil*. Housing and Building National Research Center, v. 14, n. 3, pp. 379-384. <https://doi.org/10.1016/j.hbrcj.2017.07.001>
- Nery, K. D. (2013). *Caracterização geotécnica e avaliação da compactação de um resíduo da produção de alumina (lama vermelha) desaguado por filtro prensa*. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia e Transportes da Universidade Federal de Minas Gerais (Dissertação de Mestrado). Belo Horizonte: UFMG. 144 p.
- Owuzu-Nimo, F.; Peprah-Manu, D.; Ayeh, F. J.; Charkley, F.; Ampadu, S. I. K. (2023). *Compaction verification of lateritic soil using electrical resistivity: a laboratory study*. Geotechnical and Geological Engineering, v. 42, n.2, pp. 1-14. <https://doi.org/10.1007/s10706-023-02598-z>
- Silva, L. J. C. (2018). *Diretrizes de projeto de empilhamento de rejeito de minério de ferro filtrado – caso estudo: Mineira Minérios Itaúna*. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Geotécnica da Universidade Federal de Ouro Preto (Dissertação de Mestrado Profissional). Ouro Preto: UFOP. 265 p.
- Sobreira, D. S. V.; Lucena, A. E. F. L.; Lucena, L. C. F. L.; Sousa, T. M. (2018). *Estudo comparativo entre os métodos de compactação de solos por impacto e amassamento*. Geociências, v. 37, n. 3, pp.683-693. <https://doi.org/10.5016/geociencias.v37i3.12860>
- Vaillant, J. M. M. (2014). *Estudo das relações entre os parâmetros de compactação e a condutividade elétrica*. Trabalho não publicado.
- Vaillant, J. M. M.; Santos, O. J. (2015). *Determination of soil physical indices in the field using the electrical conductivity*. In: From Fundamentals to Applications in Geotechnics - Proceedings of the 15th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Sfriso, A. O.; Manzanal, D. (Eds.). Clifton, VA: IOS Press E-books, p. 597-604.
- Vaillant, J. M. M.; Cardoso, R. (2016). *Comportamento da condutividade elétrica mediante variações nos parâmetros de compactação dos solos*. In: 15º Congresso Nacional de Geotecnia e 8º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia: A Geotecnia e os desafios sociais. Porto, Portugal: SPG. s/p.
- Vaillant, J. M. M.; Silva, L. A.; Tecianelli, G.R. (2015). *Avaliação do grau de compactação do solo com uso da condutividade elétrica*. Geotecnia, v. 134, pp. 147-160. <https://doi.org/1024849/j.geot.2015.134.08>
- Vaillant, J. M. M.; Barsante, C. A.; Morandini, T. L. C. (2018). *O uso da condutividade elétrica para estimativa do índice de suporte Califórnia (CBR) dos solos. Reunião de Pavimentação Urbana – São Paulo, Brasil*. In: Anais da 21ª Reunião de Pavimentação Urbana – 21ª RPU. Rio de Janeiro, Brasil: Associação Brasileira de Pavimentação - ABPv. ISSN: 1809-256x RPU.



The Ground is our Challenge

PRINCIPAIS ÁREAS DE ATIVIDADE

Projeto, Fiscalização e Formação

- Escavações e Contenção Periféricas
- Fundações Especiais
- Tratamento de Terrenos
- Reforço e Recalçamento de Fundações
- Contenção de Fachadas
- Túneis e Obras Subterrâneas
- Estabilidade de Taludes
- Estudos Geológicos e Geotécnicos
- Demolições

www.jetsj.com



Praças de Pedágio, P2 e P3
Santa Catarina, Brasil



Poço de minério
Kamsar, Guiné



Biblioteca Central
e Arquivo Municipal
Lisboa, Portugal



Edifício Solar Santana
Lisboa, Portugal

Sede

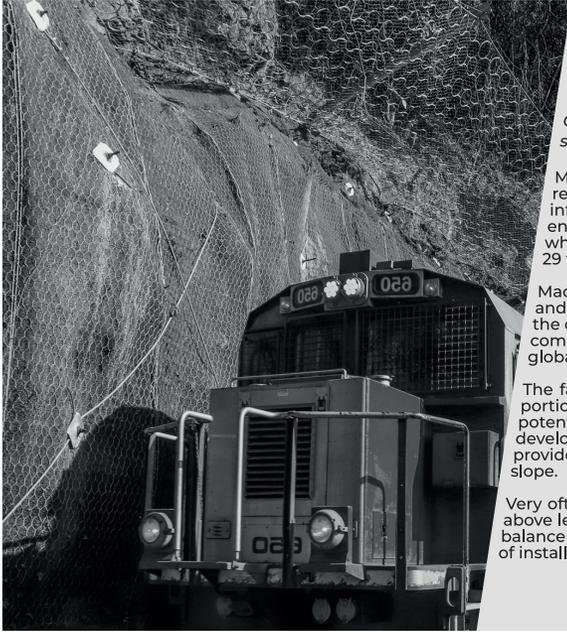
Rua Julieta Ferrão, 12 - Escritório 1501

1600-131 LISBOA, Portugal

Tel.: [+351] 210 505 150 / 51

Email: info@jetsj.com

www.linkedin.com/company/jetsj-geotecnia-lda/



Maccaferri Rockfall barrier installed alongside mesh systems

Combining different systems to provide the most effective solution for rock faces and soil slopes.

Maccaferri RB Series of rockfall barriers is specifically designed to retain impacts of falling boulders, protecting people and infrastructure. Maccaferri rockfall barriers are available with energy absorption capacity starting from 35 kJ and up to 9,000 kJ, which is equivalent to the kinetic energy generated by a block of 29 tons falling at 90 km/h.

Maccaferri additionally developed numerous rockfall mitigation and erosion protection system to be implemented directly within the detachment zone. Among those, soil nailing is a technique that combines the use of steel anchors and facing systems to provide global and surficial stability to soil and weathered rocks.

The facing system plays a key role since it restrains the superficial portion of the slope which can mobilise between the anchors, potentially destabilizing the overall slope. Therefore, Maccaferri developed MacMat®, an innovative reinforced 3D geomat that provide surficial stabilization while promoting the revegetation of the slope.

Very often the use of combined solutions such as the two mentioned above leads to the best results. It also provides the most cost-effective balance between technical performance, risk, client value, ease/safety of installation and environmental benefits.



/maccaferri



/maccaferriatriz



@Maccaferri_BR



/MaccaferriWorld



/maccaferriworld

MACCAFERRI



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, 6º.
1050-152 LISBOA
Tel.: (351) 217 925 000
Fax: (351) 213 537 492

REGIÃO NORTE

Rua Mouzinho de Albuquerque, 744, 1º.
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 - 2º 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, 4º 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 - 16604, ARGEL
Tel.: (213) 21 922 802
Fax: (213) 21 922 802
E-mail: coba.alger@coba.pt

BRASIL

Rio de Janeiro
Rue Buenos Aires 68, 25º
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

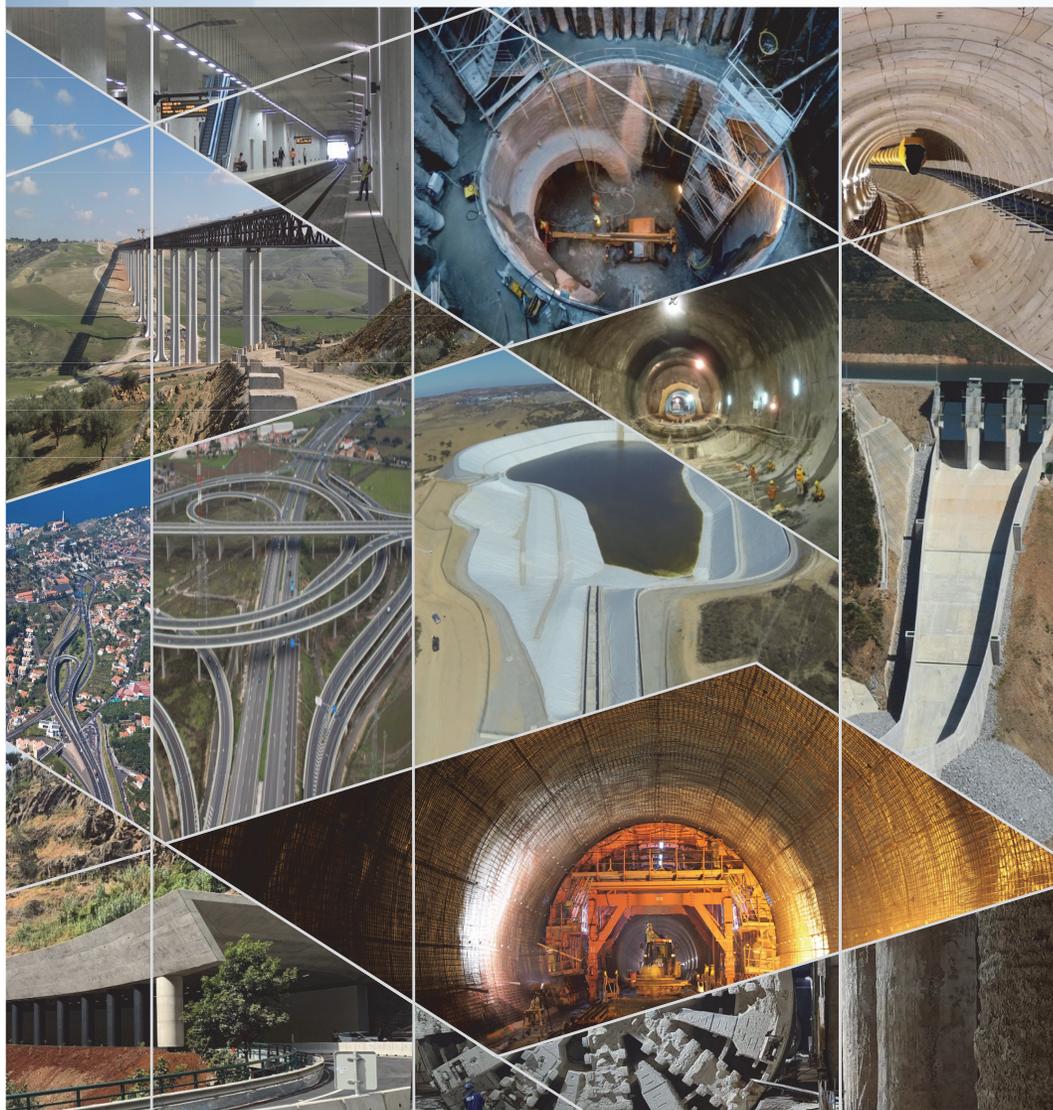
Fortaleza

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

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

BUILDING THE WORLD, BETTER



Consultoria em Engenharia e Arquitetura

Geologia, Geotecnia, Fiscalização de Obras Geotécnicas
Barragens de Aterro, Obras Subterrâneas, Estruturas de Suporte
Fundações Especiais, Tratamento de Terrenos, Geomateriais



MEMBER OF



TPF - CONSULTORES DE ENGENHARIA E ARQUITETURA, S.A.
www.tpf.pt



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

Certificada ISO 9001 por



Geocontrole



Parque Oriente, Bloco 4, EN10
2699-501 Bobadela LRS
Tel. 21 995 80 00
Fax. 21 995 80 01
e.mail: mail@geocontrole.pt
www.geocontrole.pt



PIONEERING AND INNOVATION

SINCE 1921

LICENCE NO. 24 - P18

 **TEIXEIRA DUARTE**
ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES, S.A.

RETAINING WALL, 400MM DWALL
SAN PAULO - BRAZIL



Building a better world.
teixiraduarteconstruction.com



Safety is our nature

Líder mundial em pesquisa, desenvolvimento, fabricação e comercialização de soluções em aço de alta resistência contra desastres naturais.

Leading research, development, manufacturing and supplying high tensile steel solutions against natural hazards.



Petropolis/RJ-Brasil

SEGURANÇA É A NOSSA NATUREZA

Estabilização de taludes |
Slope stabilization

Queda de rochas |
Rockfall

Escorregamento Superficial |
Shallow landslides

Corridas detríticas |
Debris flow

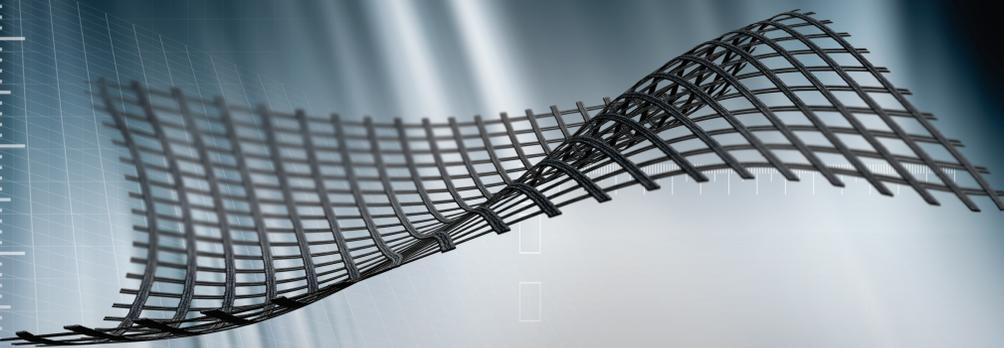
Escavações subterrâneas |
Underground support

Para mais informações, acesse
www.geobruigg.com



HUESKER

Ideen. Ingenieure. Innovationen.



HUB DE CONTEÚDO HUESKER BRASIL

Confira conteúdo exclusivo sobre aplicações com Geossintéticos em obras pelo mundo!

Ebook de Casos de Obras

Relatórios exclusivos de Obras

Ebook de Pesquisas/Artigos

Coletâneas de Vídeos

Escaneie o código ou acesse o link abaixo para ter acesso ao HUB de conteúdo:



Encontre a HUESKER Brasil nas Mídias Sociais:



www.HUESKER.com.br

www.linktr.ee/hueskerbrasil



LEIA-ME!

The Best Solution!

Tecnilab Portugal, S.A. will provide you with answers to your Geotechnical engineering needs.

Tecnilab Portugal, S.A. is a professional Geotechnical engineering company and has a lot of experience as a professional group that mainly engages in measurement engineering in dam, subway(Metro), harbor, power plant, soft ground and structure construction.

WE ARE THE DISTRIBUTOR OF PORTUGAL OF ACE INSTRUMENT CO., LTD. IN KOREA.

ACE INSTRUMENT CO., LTD. is a company that obtains worldwide reputation for supplying high precision, high reliability products in all Geotechnical instruments, data logger and in-situ test equipments. Independently developed automatic monitoring system can be used anywhere in the world, including buildings, bridges, ground and any constructions.

Data Acquisition System & Web Monitoring Program



Sales company



Tecnilab Portugal, S.A.
 A: Rua Gregorio Lopes, Lote 1512B 1449-041 Lisboa Portugal
 T: +351 217 220 870 F: +351 217 264 550
 www.tecnilab.pt

Manufacturer



ACE INSTRUMENT CO., LTD.
 The first value in Geotechnical & Structural Instrumentation
 A: 9, Dangjung-ro 27 beon-gil, Gunpo-si, Gyeonggi-do, Korea
 T: +82 31 459 8753-7 F: +82 31 459 8758 E: acens@naver.com
 www.aceinstrument.com

**GABIÃO BELGO.
UMA ESCOLHA PARA
ELEVAR A QUALIDADE
DA SUA OBRA.**



A linha **Belgo GeoTech** traz ao mercado soluções em aço para aplicações geotécnicas. Entre os nossos produtos, disponibilizamos **gabiões, malhas talude, fibras de aço Dramix®, telas de fortificação, cordoalhas e barras helicoidais**. Mas também oferecemos suporte técnico qualificado para atender a todas as necessidades do seu projeto. **Aqui se faz geotecnia com a força do aço.**



Saiba mais em: belgogeotech.com.br

BELGO
GeoTech

Belgo Bekaert Arames





**TRANSFORMATIVE
ENGINEERING,
MANAGEMENT,
AND INNOVATION
DELIVERING RESULTS**



DF+ IS AN INTEGRATED ENGINEERING CONSULTING FIRM WITH OVER 25 YEARS OF EXPERIENCE IN THE SECTORS OF MINING, INFRASTRUCTURE, AGRIBUSINESS, AND INDUSTRIAL.

WE DEVELOP PROJECTS BASED ON CONSOLIDATED TECHNICAL SOLUTIONS THAT ENCOMPASS THE STATE OF THE ART IN DIGITAL ENGINEERING.



AV. BARÃO HOMEM DE MELO, 4554 - 5th floor
ESTORIL, BELO HORIZONTE/MG

+55 31 2519-1001

dfmais.eng.br

comercial@dfmais.eng.br



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 <https://impactum-journals.uc.pt/geotecnia>.

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, 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 <https://impactum-journals.uc.pt/geotecnia>.

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 Análise indireta do efeito da sucção em ensaios ucs cíclicos de um solo estabilizado e reforçado com fibras

Indirect analysis of the suction effect in cyclic UCS tests of a fibre reinforced stabilized soil

Ligia Abreu Martins, António Alberto Soares Correia, Paulo José da Venda Oliveira, Luís Joaquim Leal Lemos

19 Ensaios de cisalhamento simples na areia da Praia de Ipanema

Direct simple shear tests on the Ipanema Beach sand

Tiago E. S. Schuck, Vitor N. Aguiar, Graziella M. F. Jannuzzic, Alberto S. F. J. Sayão

43 Aplicando a condutividade elétrica no controle da compactação de pilhas de rejeito de mineração

Applying electrical conductivity to the compaction control of piles of mining waste disposal

João Marcos Miranda Vaillant, Lara Magalhães Batista e Costa