



Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica





N.º 144 – novembro/noviembre/november 2018

FDITOR EDITOR ASSOCIADO / EDITOR ASOCIADO / ASSOCIATE EDITOR António Gomes Correia, UMinho, Portugal Alberto Sayão, PUC-Rio, Brasil Fernando Pardo de Santayana, CEDEX, España COMISSÃO EXECUTIVA / COMISIÓN EJECUTIVA / EXECUTIVE BOARD 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 Folaue como primeiro Diretor. Desde essa data tem vindo a publicar-se ininterruptamente. Em março de 2007 passou a ser editada conjuntamente pela SPG, ABMS e ABGE, desde março de 2011 pela SPG e ABMS e a partir de julho de 2014 pela SPG, ABMS e SEMSIG.

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

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

COMISSÃO EDITORIAL/COMISIÓN EDITORIAL/EDITORIAL BOARD 2017-2018

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

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

SPG

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

ABMS <u>AB</u> MS

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

SEMSIG

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

Publicação quadrimestral / Publicación cuadrimestral / Triannual publication

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

ÍNDICE *Contents*

novembro noviembre november 2018

- 3 Editorial
- 5 Análise numérica de solos não saturados colapsíveis: aplicação em uma pequena barragem de terra experimental *Numerical analysis of collapsible unsaturated soils: application to a small experimental dam*
- 21 Aplicação de solo com areia descartada de fundição em aterros sanitários *Application of soil with waste foundry sand in landfills*
- 35 Propriedades geotécnicas de misturas de solo residual de basalto com resíduos de borracha de pneus *Geotechnical properties of mixtures of basalt residual soil with tire rubber waste*
- 51 Fatores de redução para fluência em geocomposto drenante *Reduction factors for creep in drainage geocomposites*

António Gomes Correia José Benevides Lôbo Neto Francisco Chagas da Silva Filho Caio Petrônios de Araújo Lopes

Luciene Gachet Ferrari Domingues Gisleiva Cristina dos Santos Ferreira Marta Siviero Guilherme Pires Ivonei Teixeira

Manuella de Morais Felipe Ogliari Bandeira Mauro Leandro Menegotto

Flávia Silva dos Santos Ana Cristina Castro Fontenla Sieira

ARTIGOS A INCLUIR NO VOLUME TEMÁTICO "APLICAÇÃO DE MÉTODOS NUMÉRICOS EM OBRAS DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA" ARTÍCULOS PARA INCLUIR EN EL VOLUMEN TEMÁTICO "APLICACIÓN DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN OBRAS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA" PAPERS TO INCLUDE IN THE THEMATIC ISSUE "APPLICATION OF NUMERICAL METHODS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING WORKS" Editores/Editors: José Vieira de Lemos, César Sagaseta Milán, Márcio Muniz de Farias

- 67 Prefácio Prefacio *Foreword*
- 71 Modelización numérica de los drenes verticales Numerical modelling of vertical drains
- 89 Modelação 2.5D MEF-PML de vibrações induzidas em túneis Modeling of vibrations induced in tunnels: a 2.5D FEM-PML approach

José Vieira de Lemos César Sagaseta Márcio Muniz de Farias

Svetlana Melentijevic Javier Moreno Robles Pablo Martín Blanco

Patrícia Lopes Pedro Alves Costa António Silva Cardoso Rui Calçada



Editorial *António Gomes Correia* Editor

A direção da Revista Geotecnia, em linha com os progressos mais recentes das Revistas Científicas, lançou um volume temático sobre "Aplicação de métodos numéricos em obras de Engenharia Geotécnica" cujos artigos estão publicados neste número (144) e no número anterior (143) e agrupados num volume virtual disponibilizado no portal da Revista Geotecnia (http://spgeotecnia.pt/repository/144/2). Pretende-se deste modo dar uma maior divulgação por via eletrónica (emails) e também através das redes sociais. A preparação deste volume esteve a cargo dos Editores convidados José Vieira de Lemos (pela SPG), Márcio Muniz de Farias (pela ABMS) e César Sagaseta (pela SEMSIG) a quem a Direção da Revista expressa mais uma vez um agradecimento muito especial, extensivo a todos os autores e revisores dos artigos. Merece também uma renovada menção de agradecimento, o colega membro da direção, Nuno Guerra, pelo acompanhamento e apoio permanente neste processo.

Seguindo o projeto inicial desta Direção, anunciaremos no próximo número mais um volume temático.

La dirección de la Revista Geotecnia, en línea con los progresos más recientes de las Revistas Científicas, lanzó un volumen temático sobre "Aplicación de métodos numéricos en obras de Ingeniería Geotécnica" cuyos artículos se publican en este número (144) y en el número anterior (143) y agrupados en un volumen virtual disponible en el portal de la Revista Geotecnia (http://spgeotecnia.pt/repository/144/2). Se pretende de este modo dar una mayor divulgación por vía electrónica (emails) y también a través de las redes sociales. La preparación de este volumen estuvo a cargo de los Editores invitados José Vieira de Lemos (por la SPG), Márcio Muniz de Farias (por la ABMS) y César Sagaseta (por la SEMSIG) a quien la Dirección de la Revista expresa una vez más un agradecimiento muy especial, extensivo a todos los autores y revisores de los artículos. Merece también una renovada mención de agradecimiento, el compañero miembro de la dirección, Nuno Guerra, por el acompañamiento y apoyo permanente en este proceso.

Siguiendo el proyecto inicial de esta Dirección, anunciaremos en el próximo número más un volumen temático.

The Editorial Board of Geotecnia Journal, in line with the latest progress of scientific journals, has launched a thematic issue on "Application of Numerical Methods in Geotechnical Engineering Works" which includes articles that are published in this number (144) and in the previous one (143) and grouped in a virtual issue available in the website of this Journal (http://spgeotecnia.pt/repository/144/2). It is intended in this way to give greater dissemination via electronics (emails) and also through social media. The preparation of this volume was in charge of the guest Editors José Vieira de Lemos (by SPG), Márcio Muniz de Farias (for ABMS) and César Sagaseta (by SEMSIG) to whom the Editorial Board expressing once again a very special acknowledgement, extended to all authors and reviewers of the articles. Also deserves a renewed vote of thanks the fellow Member of the Board, Nuno Guerra, for monitoring and continuously supporting this process.

Following the initial plans of this Editorial Board, we will announce in the next number the following thematic issue.

Prof. A. Gomes Correia EDITOR

ANÁLISE NUMÉRICA DE SOLOS NÃO SATURADOS COLAPSÍVEIS: APLICAÇÃO EM UMA PEQUENA BARRAGEM DE TERRA EXPERIMENTAL

Numerical analysis of collapsible unsaturated soils: application to a small experimental dam

José Benevides Lôbo Neto* Francisco Chagas da Silva Filho** Caio Petrônios de Araújo Lopes ***

RESUMO – Este artigo apresenta uma análise numérica de solos não saturados colapsíveis, utilizados em uma pequena barragem de terra localizada no município de Quixadá, Estado do Ceará, Brasil. A estrutura colapsível foi resultado da aplicação de baixa energia de compactação e baixa umidade. São apresentados resultados dos ensaios de caracterização, compactação e adensamento duplo para o material oriundo da jazida empregada na construção da pequena barragem, com o objetivo de identificar as amostras analisadas e estudar o fenômeno do colapso. Através dos resultados dos ensaios, foi realizada uma análise numérica de fluxo e equilíbrio, com os programas Slide 6.0 e UNSTRUCT, de forma associada, para previsão do comportamento tensão x deformação (colapso) da barragem experimental. A seção transversal da barragem é constituída de núcleo com material compactado na umidade ótima e energia de Proctor Normal, e de espaldares no ramo seco. O objetivo é verificar a eficiência do maciço construído com redução de custos (por diminuição de terraplenagem) e redução do consumo de água, tornando-a uma importante solução construtiva para pequenas barragens em regiões semiáridas. Os estudos experimentais e numéricos da obra com estas características apontaram condições de estabilidade, tendo em vista que a barragem não apresentou ruptura durante o monitoramento.

SYNOPSIS – This article presents a numerical analysis of collapsible unsaturated soils, used in a small earth dam located in the city of Quixadá, State of Ceará, Brazil. The collapsible structure resulted from the application of low compaction energy and low moisture content. Results of characterization, compaction and double consolidation tests for the borrowed material employed in the construction of the small dam are presented, aiming to identify the analysed samples and study the collapse phenomenon. With the test results, a numerical analysis of flow and balance was performed, using the software Slide 6.0 and UNSTRUCT, in an associated way, to predict the stress versus strain behaviour (collapse) of the experimental dam. The dam cross section has a core with soil compacted at optimum moisture content with standard Proctor energy, and shells in the dry branch. The goal is to verify the efficiency of a dam built with reductions in costs (due to less earthworks) and in water consumption, making it an important constructive solution for small dams in semi-arid regions. The experimental and numerical studies of the work with these characteristics pointed to stability conditions, considering that the dam did not failure during the monitoring season.

Palavras Chave - Barragem, solos não saturados, colapso.

Keywords - Dam, unsaturated soil, collapse.

 ^{*} Doutorando em Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará (UFC), Fortaleza-CE, Brasil. E-mail: netobenevides@yahoo.com.br.

^{**} Doutor em Geotecnia, Professor Adjunto, Universidade Federal do Ceará (UFC), Fortaleza-CE, Brasill. E-mail: fchagas@ufc.br.

^{***} Mestre em Engenharia de Transporte, Universidade Federal do Ceará (UFC), Fortaleza-CE, Brasil. E-mail: caiopetronios@hotmail.com

1 – INTRODUÇÃO

O comportamento dos solos não-saturados não apresenta a mesma possibilidade de modelagem como ocorre com os solos saturados, na qual a geotecnia teve o seu desenvolvimento inicial. Em particular, os solos não saturados colapsíveis são um dos principais temas da geotecnia atual.

No Nordeste Brasileiro, em particular, esse assunto demanda mais estudos, devido aos solos com essas características serem predominantemente encontrados em regiões áridas e semiáridas, e quando empregados nas construções de aterros e pequenas barragens a compactação ocorre com baixa energia e baixa umidade.

As construções das pequenas barragens de terra são fundamentais e relevantes nas atividades de agricultura local, sendo, em muitas vezes, a principal fonte de água.

Nesse sentido, Miranda (1988) desenvolveu o programa UNSTRUCT (UNSaturated STRUCTure analysis) que é capaz de prever o comportamento tensão-deformação dos solos não saturados através do método dos elementos finitos, usando modelo elástico considerando o efeito da sucção e de sua variação. Silva Filho (1998) ampliou a capacidade do programa UNSTRUCT para modelar o comportamento não-linear.

Miranda (1988) propôs também uma metodologia para construção de pequenas barragens de terra, onde o núcleo central da barragem seria constituído por material compactado na umidade ótima e com energia Proctor Normal e os espaldares compactados no ramo seco da curva de compactação, reduzindo assim, custo de compactação e a quantidade de água utilizada na construção da barragem.

Este trabalho apresenta os resultados numéricos da metodologia de associação sugerida por Silva Filho e Cerqueira (2004) para verificar o comportamento de uma pequena barragem construída com os materiais segundo a proposta de Miranda (1988).

2 – FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 - Solos não saturados

Entendem-se como solos não saturados aqueles cujo grau de saturação é menor do que 1, sendo constituídos por um sistema trifásico (solo, água e ar). A interface entre o ar e a água cria uma película contráctil capaz de mobilizar resistência à tração. Nesse caso o arcabouço teórico aplicado aos solos saturados não pode ser usado.

Por exemplo, o princípio das tensões efetivas desenvolvido por Terzaghi em 1923 introduz o conceito de tensão efetiva para solos saturados. Segundo este princípio, a deformabilidade e a resistência do solo estão intrinsecamente associados ao excesso das tensões totais sobre a pressão da água:

$$\sigma' = \sigma - u_w \tag{1}$$

onde σ ' é a tensão efetiva, σ é tensão total e u_w é a pressão da água.

Devido à aplicabilidade com sucesso do princípio das tensões efetivas, alguns pesquisadores tentaram buscar expressões que definissem tensões efetivas para explicar o comportamento dos solos não saturados. Porém, na conferência "Pore Pressure and Suction in Soils" realizada em Londres em 1960, Bishop (1959) propôs uma expressão para mostrar a tensão efetiva dos solos não saturados:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi (u_a - u_w) \tag{2}$$

onde u_a é a pressão do ar nos poros, $(u_a - u_w)$ é a sucção matricial e χ é um parâmetro que depende do grau de saturação, variando de zero para o solo perfeitamente seco até 1(um) para o solo saturado.

Jennings e Burland (1962) verificaram que a expressão proposta por Bishop (1959) ajustava-se para solos com grau de saturação da ordem de 20% para areias, 50% para siltes, 85% para areias finas e 85% para argilas. Os solos com grau de saturação inferior a estes valores são conhecidos como críticos.

A aplicabilidade da equação de Bishop (1959) é questionada, pois o parâmetro depende, além do grau de saturação, da sucção, da umidade, da composição, da estrutura do solo bem como de sua história de tensões e deformações (Menescal, 1992). Dessa forma, inclui-se praticamente todos os fatores que influenciam no comportamento de deformabilidade e resistência do solo.

2.1.1 – Sucção

A sucção (poropressão negativa) é a pressão negativa de água pura, referida à pressão intersticial do ar do solo, a que a água do solo teria de ser submetida através de uma membrana semipermeável, para que a pressão do ar entrasse em equilíbrio com a pressão da água no solo. A sucção é dividida em duas parcelas: sucção matricial e sucção osmótica.

Uma definição simples para sucção seria que é a força com que um elemento poroso absorve água quando está livre para se mover. Esta avidez por água é função basicamente da mineralogia, densidade e umidade do solo (Marinho, 1998).

A sucção total é a soma da sucção matricial e da sucção osmótica, sendo na maioria das vezes a sucção osmótica obtida através da diferença entre a sucção total e a matricial.

A sucção osmótica é a sucção equivalente obtida através da medição da pressão parcial de vapor de água em equilíbrio com uma solução de composição idêntica a da água intersticial, em relação à pressão parcial de vapor de água em equilíbrio com água pura "livre".

Neste trabalho, o termo sucção refere-se à sucção matricial que é a sucção equivalente obtida através da medição da pressão parcial de vapor de água em equilíbrio com a água intersticial, em relação à pressão parcial de vapor de água em equilíbrio com uma solução de composição idêntica a da água intersticial.

2.1.2 – Solos não saturados colapsíveis

No passado, a ideia preponderante era que os solos colapsíveis eram solos arenosos ou siltosos. Contudo, atualmente já se têm verificado casos em que solos colapsíveis apresentam forte porcentagem de argila, nos quais predominam os plásticos e os compactados. Quando o solo é compactado no ramo seco da curva de compactação pode produzir uma estrutura colapsível, seja devido ao baixo teor de umidade, seja pelos baixos pesos específicos aparentes.

Segundo Mendonça (1990) o colapso é o fenômeno observado em alguns solos não saturados que apresentam brusca redução de volume quando é aumentado sua umidade (Figura 1). No entanto, também, pode-se ter colapso quando se modifica o estado de tensões solicitantes. Deve-se entender por brusca ou súbita a redução de volume a velocidade muito maior do que a de adensamento de solo argiloso saturado.

2.1.3 – Quantificação do colapso

Os ensaios edométricos, também conhecidos como ensaios de adensamento, são considerados os mais significativos na determinação do colapso do solo, pois estes ensaios, além de determinar qualitativamente a colapsividade do solo, fornecem resultados que possibilitam avaliar a magnitude do colapso do solo.

Os ensaios edométricos se dividem em duas metodologias: ensaio edométrico duplo (adensamento duplo) e simples (adensamento simples).



Fig. 1 - Conceito Básico de Colapso (Mendonça, 1990)

O ensaio de adensamento duplo, foco deste trabalho, foi proposto por Jennings e Knight (1957) e consiste basicamente em quantificar o colapso sofrido pelo solo, através da comparação de um corpo de prova na umidade natural e outro previamente inundado.

Jennings e Knight (1957) propõem o seguinte procedimento para o ensaio duplo edométrico:

- Os dois corpos de prova (na umidade natural) devem ser mantidos durante 24 horas sob a carga de 1,0 kPa;
- No final deste estágio, um corpo de prova é inundado, por inundação da célula do edómetro, enquanto o outro corpo de prova é mantido na umidade natural; os dois corpos de prova são mantidos neste segundo estágio durante 24 horas;
- A partir do final do segundo estágio, o ensaio se procede na forma convencional, ou seja, dobrando-se a carga aplicada a cada estágio de 24 horas até uma determinada carga, podendo, também, incluir um ou mais ciclos de descarregamento e recarregamento.

Terminado os ensaios podem-se construir gráficos (Figura 2) relacionando o índice de vazios (e) e a tensão efetiva (σ ').



Fig. 2 – Resultado do adensamento duplo (Lôbo Neto, 2013)

2.2 – Programa UNSTRUCT

O programa UNSTRUCT (UNSaturated STRUCTure analysis) foi criado por Miranda (1988), e adaptado por Silva Filho (1998). A versão atual do programa desenvolvido em elementos finitos utiliza a variação de rigidez para calcular as deformações ocasionadas pela variação da sucção no solo. O programa é de simples utilização, sendo necessário para a modelagem dados obtidos a partir do ensaio de adensamento duplo.

Na versão original, o carregamento não era realizado em estágio, pois o comportamento era sempre linear. A utilização da curva não linear no programa proposto por Silva Filho (1998) e a aplicação incremental de carregamento passou a ser uma necessidade. O programa atual do UNSTRUCT foi obtido em quatro etapas de desenvolvimento:

- variação de rigidez no colapso;
- módulos de elasticidade variável linear por trecho;
- modelagem completa (variação da rigidez);
- aplicação incremental de carregamentos.

Miranda (1988), ao elaborar este programa, tinha como objetivo verificar o comportamento de pequenas barragens de terra durante o primeiro enchimento, pois os pequenos barramentos construídos no Nordeste brasileiro eram potencialmente colapsíveis, devido à dificuldade de se obter água necessária a uma adequada compactação.

Quando da ocorrência do enchimento da barragem, o fluxo transiente provoca um aumento de umidade no barramento modificando o estado de tensões iniciais no maciço e provocando o fenômeno do colapso nos locais onde ocorre a diminuição de sucção, ver em Silva Filho (1998). Este fenômeno provoca fissuramentos no aterro devido aos recalques diferenciais, facilitando o entubamento (piping), que pode levar a ruptura da obra.

Estudos realizados por Miranda (1988), através da utilização do programa UNSTRUCT, fez com que o pesquisador propusesse um método para a construção de pequenas barragens, que consistia em compactar o núcleo da barragem na umidade ótima e o restante do aterro deveria ser compactado abaixo dessa umidade.

O mencionado método construtivo anularia a possibilidade de ruptura da barragem por entubamento (piping), pois evitaria a propagação do fissuramento e a geração do entubamento.

3 – ENSAIOS REALIZADOS

Nesse item serão apresentados os resultados dos ensaios de laboratório realizados com o solo deformado coletado de uma jazida, localizada no município de Quixadá, que foi utilizado na construção do maciço da Barragem experimental (ver secção 4).

Os ensaios realizados com o material oriundo dessa jazida foram os seguintes: ensaio de compactação e edométrico duplo (adensamento duplo). Esse último com o objetivo de quantificar o colapso do solo.

3.1 - Ensaios de Compactação dos Solos

O ensaio de compactação foi realizado segundo a norma NBR 7182/86, utilizando o cilindro pequeno de 10 cm de diâmetro e uma energia normal de compactação de 26 golpes por camada, num total de 3 camadas. Este ensaio apontou uma umidade ótima de 14,7% para uma massa especifica de 1,84 g/cm³, esses valores foram determinados a partir da associação de uma reta aos pontos ascedentes do ramo seco, outra aos pontos descendentes do ramo úmido, sendo unidas por uma curva parabólica.

3.2 – Ensaio edométrico Duplo (Adensamento Duplo)

O ensaio edométrico duplo foi realizado para um valor de massa especifica seca de 1,55 g/cm³ e umidade de 9,6%, esses valores foram escolhidos de forma que estivessem no ramo seco da curva de compactação, representando, novamente, o que ocorre em campo no momento da compactação de pequenas barragens, especialmente, nas obras localizadas na região Nordeste, que sofrem com a escassez de água. A Figura 2 apresenta os resultados deste ensaio.

4 – ANÁLISE DA BARRAGEM EXPERIMENTAL

Na propriedade da Universidade Federal do Ceará, no município de Quixadá, precisamente na Fazenda Lavoura Seca, foi construída em 2012 uma barragem de terra experimental (Figura 3) como parte do projeto: "Metodologia para a construção de barragem de baixo custo", financiado com recursos do Banco do Nordeste do Brasil (BNB).

O material empregado na construção do maciço foi o mesmo utilizado na realização dos ensaios. Desse modo, realizou-se uma análise numérica de fluxo e equilíbrio com os programas Slide 6.0 e UNSTRUCT para previsão do comportamento tensão x deformação (colapso) da barragem experimental.

A seção transversal da barragem proposta por Miranda (1988) é constituída de um núcleo com material compactado na umidade ótima e com energia Proctor Normal e os espaldares compactados no ramo seco da curva de compactação.

O objetivo da análise foi verificar a eficiência do maciço construído com redução de custos (diminuição de terraplenagem) e redução do consumo de água, que se torna uma solução importante para construção de pequenas barragens no semiárido.

A metodologia apresentada é simples e limitada, no entanto muito prática. Já a utilização de modelos elastoplásticos acoplados tornaria mais complexa a análise e o objetivo da pesquisa era tornar prática a utilização de conceitos de solos não saturados.



Fig. 3 – Barragem experimental – Quixadá (Lôbo Neto, 2013)

4.1 – Dados da Barragem experimental

A barragem experimental possui um desenvolvimento longitudinal de 73,5 m. O volume total de solo compactado no maciço foi de aproximadamente 1.900 m³. Os taludes de montante e jusante possuem inclinações a partir do coroamento de 1,5(H):1V. A cota do coroamento é 208,24 m, a largura é de 2,70 m e a altura máxima é de 4,56 m. Na Figura 4 é apresentada a seção máxima do maciço.



Fig. 4 – Seção máxima da Barragem experimental (Melo Neto, 2013)

4.2 – Análise de Fluxo

Foi realizada uma análise de fluxo transiente para o enchimento da Barragem através do programa Slide 6.0 da Rocscience. O objetivo do estudo era avaliar a transiência do fluxo de água no maciço com o enchimento, dessa forma simplificou-se a seção analisada com a retirada da fundação e do aluvião.

Apresenta-se na Figura 5 a seção utilizada no software:



Fig. 5 – Seção utilizada na análise de fluxo transiente – Slide 6.0 (Lôbo Neto, 2013)

A permeabilidade utilizada na simulação foi de 10⁻⁷ m/s no núcleo do barramento e de 10⁻⁶ m/s em seus espaldares. O valor de permeabilidade adotada no núcleo foi determinado em laboratório por Pessoa (2013).

Adotou-se uma permeabilidade para os espaldares de 10 vezes maior do que a do núcleo, pois, segundo Lambe (1958), quando o solo é compactado no ramo seco da curva de compactação, a sua permeabilidade pode ter um acréscimo de até 100 vezes em seu valor, comparado com a permeabilidade encontrada na compactação do solo na energia normal.

A sucção inicial utilizada na barragem foi de 950 kPa, o valor foi utilizado com base na curva de sucção x umidade (Figura 6) desenvolvida por Melo Neto (2013) para o mesmo material utilizado na construção da barragem e também com base na recomendação de Silva Filho (1998), que sabendo que o módulo de elasticidade não acompanha a variação de sucção para valores muito elevados desta variável, orienta analisar se a faixa de variação da sucção que está sendo modelada é compatível com hipótese da variação linear.

O maciço compactado na umidade ótima não apresenta colapso por saturação, assim sendo considerou-se por simplificação constante a sucção inicial, já que as deformações importantes na análise seriam apenas para o solo potencialmente colapsível dos espaldares.

Vale ressaltar que a barragem construída não tem nenhum sistema de drenagem interna, pois o intuito da pesquisa era apenas estudar o problema de colapso do solo mal compactado.

Sabendo-se que a bacia hidráulica (52.197,00 m²) e capacidade de armazenamento de água (125.357,00 m³) do lago são pequenas, pode-se admitir em termos de modelagem que o enchimento do reservatório acontece instantaneamente.



Fig. 6 – Gráfico da relação sucção x umidade (Melo Neto, 2013)

As Figuras 7, 8, 9 e 10 mostram a evolução do fluxo no maciço da barragem após o seu enchimento. As análises foram realizadas para os seguintes períodos: 15, 30, 60 e 240 dias após o enchimento da Barragem.

Na Figura 10, percebe-se que a barragem chega à condição estacionária após 240 dias (8 meses) do enchimento e, também, que o núcleo do maciço compactado na energia normal trabalha como um núcleo impermeável, permitindo que o fluxo no interior do maciço aconteça com razoável segurança.



Fig. 7 – Linha freática – 15 dias após o enchimento (Lôbo Neto, 2013)



Fig. 8 – Linha freática – 30 dias após o enchimento (Lôbo Neto, 2013)



Fig. 9 – Linha freática – 60 dias após o enchimento (Lôbo Neto, 2013)



Fig. 10 – Linha freática – 240 dias após o enchimento (Lôbo Neto, 2013)

0379-9522 – Geotecnia nº 144 – novembro/noviembre/november 2018 – pp. 05-19 http://doi.org/10.24849/j.geot.2018.144.02 – $\ensuremath{\mathbb{C}}$ 2018 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

4.3 – Análise de Tensão x Deformação (UNSTRUCT)

Para estudar as tensões e deformações do solo, com a utilização do programa UNSTRUCT, foram utilizados para os espaldares os dados do ensaio edométrico duplo correspondente a uma massa específica seca de 1,55 g/cm³ e umidade de 9,6% (ramo seco). Já para o núcleo do maciço foi utilizado os dados da energia normal de compactação e umidade ótima, sendo todas essas condições semelhantes às adotadas na construção do aterro experimental.

A análise realizada admitiu que o comportamento tensão-deformação do solo poderia ser considerado linear devido à pequena faixa de tensões, pois a barragem tem menos de 5 metros de altura máxima. Também, adotou-se impedimento de deslocamento em ambas as direções na base do maciço.

Os dados correspondentes às sucções matriciais do maciço foram calculados pelo programa SLIDE 6.0 e as variações de umidade foram obtidas a partir da curva de umidade x sucção elaborada por Melo Neto (2013). Por simplificação, a malha de elementos utilizada para a análise com o programa UNSTRUCT teve sua densidade suavizada, sendo constituída de 78 elementos e 96 nós. Apesar da diferença de densidades das malhas não há comprometimento com a qualidade dos resultados e essa diferença foi necessária devido à limitação da entrada de dados do programa UNSTRUCT, por se tratar de um código acadêmico. O peso específico foi afetado já que o aumento da umidade causa o seu aumento e em consequência a variação no estado de tensão do solo. A Figura 11 apresenta a seção estudada.

Os módulos de elasticidade foram calculados em função das deformações verticais e das tensões aplicadas, sendo assim determinados os módulos edométricos. Em seguida foram estimados os módulos de elasticidade, variáveis com o nível de tensões, e em função também dos valores adotados do coeficiente de Poisson.



Fig. 11 – Malha da seção analisada no UNSTRUCT (Lôbo Neto, 2013)

Os resultados das simulações do programa UNSTRUCT, imediatamente após o enchimento da barragem e do fluxo transiente no maciço para 15, 30, 60 e 240 dias são apresentadas nas Figuras 12 a 15 e nos Quadros 1 a 4.

Percebe-se nas Figuras 12 e 13, respectivamente 15 e 30 dias, que após o enchimento o colapso ocorre no espaldar de montante do aterro, não se propagando ao núcleo impermeável já que esse foi bem compactado e ao espaldar de jusante tendo em vista a frente de saturação não ter atingido estes trechos.

Na Figura 14, que se refere aos 60 dias após o enchimento, observa-se que o colapso também acontece no espaldar de jusante, mas o núcleo da barragem não colapsou, pois foi compactado na energia Proctor Normal com a umidade ótima (14,7%). Portanto, embora o colapso tenha ocorrido nos espaldares, a barragem não se rompe, uma vez que não houve a propagação das deformações de colapso de montante para jusante do maciço.



Fig. 12 – Deformação para 15 dias. Fator de aumento do deslocamento – 15 (Lôbo Neto, 2013)



Fig. 13 – Deformação para 30 dias. Fator de aumento do deslocamento – 15 (Lôbo Neto, 2013)



Fig. 14 – Deformação para 60 dias. Fator de aumento do deslocamento – 15 (Lôbo Neto, 2013)



Fig. 15 – Deformação para 240 dias. Fator de aumento do deslocamento – 15 (Lôbo Neto, 2013)

	Nó analisado					
Descricão	34		28		23	
	$u_{x}\left(m ight)$	u _y (m)	$u_{x}\left(m ight)$	$u_y(m)$	$u_{x}\left(m ight)$	u _y (m)
Final de Construção	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
15 dias	-0,003	-0,022	-0,002	-0,001	0,000	0,000
30 dias	-0,003	-0,022	-0,001	-0,001	0,001	-0,004
60 dias	-0,003	-0,022	0	-0,002	0,003	-0,019
240 dias	-0,003	-0,022	0	-0,002	0,004	-0,022
Localização dos nós	Superficie de montante		Superfície do coroamento		Superfície de jusante	

Quadro 1 - Deslocamentos com o avanço do fluxo (Lôbo Neto, 2013).

Quadro 2 - Desenvolvimento das tensões e poropressões - Elemento 42 (Lôbo Neto, 2013).

	Elemento 42					
Descricão	(σ1 - ua) ου (σ1 - uw) (kPa)	(σ3 - ua) ou (σ3 - uw) (kPa)	(σz - ua) ou (σz - uw) (kPa)	(ua - uw) ou uw (kPa)		
Final de Construção	23,77	6,31	9,04	-924,40		
15 dias	17,57	5,51	8,09	28,00		
30 dias	17,3	5,45	7,97	28,10		
60 dias	17,16	5,43	7,91	28,10		
240 dias	17,12	5,39	7,88	28,20		
Localização do elemento	Montante					

0379-9522 – Geotecnia nº 144 – novembro/noviembre/november 2018 – pp. 05-19 http://doi.org/10.24849/j.geot.2018.144.02 – © 2018 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

	Elemento 15					
Descricão	(σ ₁ - u _a) ou (σ ₁ - u _w) (kPa)	(σ3 - ua) ou (σ3 - uw) (kPa)	(σ _z - u _a) ou (σ _z - u _w) (kPa)	(u _a - u _w) ou u _w (kPa)		
Final de Construção	38,51	15,59	16,28	-914,40		
15 dias	35,24	15,76	15,32	-924,20		
30 dias	23,17	9,87	10,22	-758,50		
60 dias	21,58	4,93	9,06	-151,80		
240 dias	21,61	4,84	9,25	4,30		
Localização do elemento	Jusante					

Quadro 3 – Desenvolvimento das tensões e poropressões – Elemento 15 (Lôbo Neto, 2013).

Quadro 4 - Desenvolvimento das tensões e poropressões - Elemento 76 (Lôbo Neto, 2013).

	Elemento 76					
Descricão	(σ ₁ - u _a) ou (σ ₁ - u _w) (kPa)	(σ3 - ua) ou (σ3 - uw) (kPa)	(σz - ua) ou (σz - uw) (kPa)	(ua - uw) ou uw (kPa)		
Final de Construção	52,01	18,33	21,17	-912,90		
15 dias	63,02	25,58	31,02	1,60		
30 dias	64,53	26,65	31,91	10,10		
60 dias	65,35	27,10	32,34	10,60		
240 dias	65,41	27,16	32,38	17,30		
Localização do elemento	Núcleo					

Na Figura 15, que representa 240 dias após o enchimento da barragem (regime estacionário), pode-se também verificar que o colapso não ocorre no núcleo do aterro experimental, não comprometendo a segurança da barragem.

No Quadro 1, percebe-se que o colapso no talude de montante ocorre nos primeiros dias (15 dias) após o enchimento da barragem, não tendo suas deformações aumentadas com o avanço da linha de saturação. Diferentemente, o talude de jusante sofre um acréscimo nas deformações com o progresso do fluxo. Quanto ao núcleo da barragem, os deslocamentos sofridos tiveram resultados insignificantes devido ao colapso que ocorreu nos espaldares.

O Quadro 2 mostra que o elemento localizado no espaldar de montante sofre redução no valor da tensão efetiva durante os primeiros 15 dias após o enchimento da barragem, permanecendo praticamente constante com o avanço da linha de saturação. Já o elemento localizado do lado de jusante do aterro (Quadro 3) apresenta decréscimos nas tensões efetivas como o avanço do fluxo no maciço.

Por fim, no Quadro 4, nota-se que o avanço da linha de saturação no aterro não provoca mudanças significativas nas tensões efetivas do elemento 76 localizado no núcleo, trecho bem compactado da barragem.

Dessa forma, comprovou-se com a construção do aterro experimental que os procedimentos propostos por Miranda (1988) de compactar o núcleo da barragem com a energia normal e os espaldares no ramo seco da curva de compactação, não ocasiona a ruptura da barragem.

A fotografia da Figura 16 comprova que apesar do colapso ocorrido nos espaldares da barragem, o núcleo não colapsou. Entretanto, é de suma importância o monitoramento da barragem na fase de operação e de esvaziamento rápido.



Fig. 16 – Foto da parte central da Barragem - Núcleo. (Lôbo Neto, 2013)

A compactação dos espaldares no ramo seco da curva de compactação com valor de umidade de 9,6% proporciona uma economia de água de aproximadamente 12,00 m³ para cada 100 m³ de aterro executado, comparando com o maciço compactado na umidade ótima (14,7%). Fator relevante para o Nordeste Brasileiro, que sofre com a escassez desse recurso natural.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste artigo foi realizado uma análise numérica de fluxo e equilíbrio com o auxílio dos programas Slide 6.0 e UNSTRUCT, para previsão do comportamento tensão x deformação da Barragem experimental, construída em Quixadá.

A seção transversal do aterro experimental analisada foi construída segundo a proposta de Miranda (1988), ou seja, a barragem é bem compactada em seu núcleo e os espaldares são compactados no ramo seco da curva de compactação.

Na análise realizada foram utilizados os dados referentes ao ensaio de adensamento duplo para massa específica de 1,55 g/cm³ e umidade de 9,6% para os espaldares do aterro. Já para o núcleo da barragem admitiu-se que o mesmo foi compactado na umidade ótima. Os resultados alcançados na pesquisa mostram que o colapso ocorre nos espaldares do maciço, mas que o núcleo da barragem não colapsa, garantindo, assim, que as deformações de colapso não se propagam de montante para jusante do maciço.

Desse modo, a construção de uma barragem nos moldes proposto por Miranda (1988) pode proporcionar uma economia de água de 12,00 m³ para cada 100 m³ de aterro executado (espaldares), sem comprometer a segurança do maciço, sendo fator fundamental para regiões semiáridas, já que estas passam por dificuldades quanto a falta de água.

Vale ressaltar, que Melo Neto (2013) apresenta em seu trabalho análise de resistência do maciço estudado, mostrando resultados que apontam a sua estabilidade.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de expressar seus agradecimentos ao Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação da Universidade Federal do Ceará pelos equipamentos cedidos. A UFC por ceder a cópia do programa Slide 6.0 e ao Banco do Nordeste do Brasil (BNB)

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bishop, A. W. (1959). The principle of effective stress. Tecknik Ukebland 106 (39), 859 863.
- Fredlund, M. D.; Xing, A. (1994). *Equations for the Soil-Water Characteristic Curve*. Canadian Geotechnical Journal, 37, p. 521-532.
- Jennings, J.E.B.; Knight, K. (1957). The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sandy subsoils on wetting, Proceedings, IV Int. Conf. on Soil. Mech. and Found. Engineering, Londres, vol-1, p.316-319.
- Jennings, J.E.B. e Burland, J.B. (1962) *Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils*. Geotechnique, vol.XII, p.125-144
- Lambe, T. W. (1958). The Engineering Behavior of Compacted Clay, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol.84, No SM2, p.1-35.
- Lôbo Neto, J. B. (2013). Um Estudo Experimental e Numérico de Solos Compactados Colapsíveis: Aplicação em uma pequena Barragem de Terra. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza.
- Marinho, F.A.M. (1998). Mecânica dos solos não-saturados, EPUSP, São Paulo.
- Melo Neto, E. L. (2013). Resistência ao cisalhamento de solos não saturados compactados de uma barragem experimental: ensaios e modelagem numérica. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza.
- Mendonça, M. B. (1990). Comportamento de solos colapsíveis da região de Bom Jesus da Lapa -Bahia. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ – Rio de Janeiro.
- Menescal, R. A. (1992). Modelagem numérica do comportamento tensão-deformação de solos não saturados. Tese de Mestrado. UNB.
- Miranda, A. N. (1988). *Behavior of small dams during initial filling*, Dissertação de Ph.D, Colorado State University, Fort Collins USA.
- Pessoa, J.R.D. (2013). Comportamento hidráulico e mecânico de uma barragem de terra: construção, ensaios de campo e laboratório e análise numérica. Trabalho de conclusão de Curso, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza.
- Silva Filho, F. C. (1998). Análise numérica em solos não saturados: modelagem, implementação e aplicações práticas, Tese de Doutorado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro-RJ.
- Silva Filho, F. C.; Cerqueira, F. A. (2004). Uma proposta de associação de análises de tensão deformação e fluxo transiente usando elementos finitos, Universidade de Fortaleza, Revista Tecnologia, v.25, n.2.

APLICAÇÃO DE SOLO COM AREIA DESCARTADA DE FUNDIÇÃO EM ATERROS SANITÁRIOS

Application of soil with waste foundry sand in landfills

Luciene Gachet Ferrari Domingues^{*} Gisleiva Cristina dos Santos Ferreira^{**} Marta Siviero Guilherme Pires^{***} Ivonei Teixeira^{****}

RESUMO – A areia descartada de fundição (ADF), resíduo sólido da indústria de fundição de peças metálicas, apresenta características que viabilizam a sua reciclagem na correção granulométrica de solos finos, com melhoramento da trabalhabilidade e da traficabilidade destes se utilizados em obras geotécnicas. O objetivo deste trabalho foi avaliar a aplicabilidade de uma mistura de solo argiloso com 70% de ADF na cobertura diária de resíduos em aterros sanitários e na cobertura final destes. A metodologia adotada para caracterizar os materiais incluiu a realização de análises químicas e ambientais, observação da microestrutura e determinação de índices físicos, do coeficiente de permeabilidade e da resistência ao cisalhamento. Em relação à classificação ambiental, tanto a ADF como a mistura de solo+70%ADF foram classificadas como II-A (não perigosos e não inertes), viabilizando a reciclagem da ADF nas aplicações pretendidas. Os parâmetros granulométricos da mistura de solo+70%ADF confirmaram que a ADF pode ser utilizada na elevada percentagem estudada com correção granulométrica do solo argiloso amostrado. O coeficiente de permeabilidade de 3,29 x 10⁻⁷ cm/s da mistura de solo+70%ADF viabiliza a sua utilização apenas na cobertura final de aterros sanitários, mas sendo adequada para a cobertura diária de resíduos.

SYNOPSIS – The waste foundry sand (WFS), solid waste from the metal casting industry, presents characteristics that make it feasible to recycle in the granulometric correction of fine soils, improving the workability and the traffic conditions of these when it is used in geotechnical constructions. The objective of this research was to evaluate the applicability of a mixture of clayey soil with 70% of WFS in the daily and final coverage of residues in landfills. The methodology used to characterize the materials included chemical and environmental analyzes, observation of the microstructure and determination of physical index, permeability coefficient and shear strength. The WFS sample and the soil mixture + 70% WFS were classified as II-A (solid waste non-hazardous and non-inert), established that it is possible to recycle the WFS in the chosen applications. The particle size parameters of the soil mixture+70% WFS confirmed that the WFS sample can be used in the high percentage studied, with grain size correction of the clay soil sample. However, the permeability coefficient of 3.29×10^{-7} cm/s of the soil mixture+70% WFS allows its use only in the final coverage of landfills and it is adequate for daily coverage of the solids waste.

Palavras Chave: sustentabilidade, resíduos sólidos, cobertura final, solo argiloso.

Keywords: sustainability, solids wastes, final cover, clay soil.

Programa de Pós-graduação em Tecnologia e Inovação da Faculdade de Tecnologia da Universidade Estadual de Campinas, UNICAMP. https://orcid.org/0000-0003-4124-1022.
 E-mail: lucienegferrari@gmail.com

^{**} Professora da Faculdade de Tecnologia, Universidade Estadual de Campinas, UNICAMP. https://orcid.org/ 0000-0002-0724-8610. Email: gisleiva@ft.unicamp.br

^{***} Professora da Faculdade de Tecnologia da Universidade Estadual de Campinas, UNICAMP. https:// orcid.org/0000-0003-3615-4493. Email: marta@ft.unicamp.br

^{****} Engenheiro Civil do Laboratório de Solos e Pavimentações da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Campinas, UNICAMP. https://orcid.org/0000-0002-8971-256X. E-mail: ivo@ft.unicamp.br

1 – INTRODUÇÃO

As práticas de desenvolvimento sustentável se baseiam na relação positiva entre o desenvolvimento econômico e a qualidade ambiental e social. Desta forma, os processos produtivos devem atender as necessidades atuais da demanda econômica, porém sem comprometer o ambiente. Portanto, é necessário que existam parcerias entre os setores privado, público e academia para desenvolver estudos que promovam a sustentabilidade nos diversos tipos de atividade. Como exemplo, pode-se citar alguns aspectos importantes: redução da extração de recursos naturais, otimização dos equipamentos e processos, menor geração de resíduos e disposição correta daqueles porventura existentes.

Nesse contexto, o setor de fundição é uma atividade que apresenta alta demanda de recursos naturais não renováveis. Um deles é a areia quartzosa, utilizada no processo de fundição de peças metálicas, que, após ciclos de moldagem, é chamada de areia descartada de fundição (ADF), resíduo classificado como II-A (não perigoso e não inerte) ou I (perigoso) de acordo com a ABNT NBR 10004 (2004).

A Associação Americana de Fundição (AFS) apresenta os dados atualizados de produção de metais fundidos mundialmente, colocando a China como o maior polo de metais fundidos, produzindo cerca de 44,5 milhões de toneladas em 2014. Outros países em destaque são: EUA (12,5 milhões de toneladas); Índia (10 milhões de toneladas); Alemanha (5,2 milhões de toneladas); França e Itália (1,8 milhões de toneladas). Na América do Sul, o Brasil se destaca com uma produção de 3 milhões de toneladas nesse mesmo período. Esses volumes são alarmantes ao se considerar que para cada tonelada de metal fundido há a geração de uma tonelada do resíduo ADF (AFS, 2014). Essa perspectiva elucida a necessidade eminente do desenvolvimento estudos sobre o aproveitamento desse resíduo.

Há várias publicações que comprovaram que a areia de fundição, após ser considerada como resíduo, ainda apresenta potencial para aplicações em outros segmentos, dependendo da sua origem (processos e adições) e da gestão (Mastella *et al.*, 2014; Coronado *et al.*, 2015).

Entre as diversas aplicações estudadas, destacam-se as do setor da construção civil. Nesse segmento, as obras geotécnicas são promissoras devido à necessidade de material em larga escala, que vem de encontro com as dificuldades atuais no gerenciamento da ADF (Klinsky, 2013; Ferreira *et al.*, 2014; Domingues e Ferreira, 2015).

Com isso, há pesquisadores que já realizaram estudos preliminares sobre a correção granulométrica de solos com ADF para servir como material de cobertura diária de resíduos em aterros sanitários (Domingues e Ferreira, 2015 e 2014; Quissini, 2009; Gomes *et al.*, 2007; Zanetti e Godio, 2006).

Entre tais estudos, Domingues e Ferreira (2015) obtiveram resultados positivos sobre a utilização de uma mistura de solo laterítico argiloso com 70% de ADF não resinada, para cobertura diária de resíduos em aterros sanitários. A mistura foi classificada como II-A (NBR 10004, 2004) e o coeficiente de permeabilidade obtido ($k=10^{-6}$ cm/s) atendeu os requisitos definidos por normas nacionais e internacionais (NBR 13896, 1997; USEPA 542-F-03-015, 2003).

Tais práticas de reciclagem da ADF também estão descritas em normas e documentos de agências e de órgãos ambientais (AFS, 1991 e 2014; CETESB, 2007; NBR 15702, 2009; NBR 15984, 2011; AASHTO M29, 2012). Entretanto, para colocá-las em prática são necessárias ações criteriosas do gerador em relação à gestão dos lotes de ADF, tais como, os locais de disposição temporária e segregação.

Portanto, o objetivo deste trabalho foi determinar as propriedades físico-químicas, ambientais, hidráulicas e mecânicas de uma mistura de solo argiloso com ADF, com vistas à sua aplicação como cobertura de resíduos em aterros sanitários.

2 – METODOLOGIA

2.1 - Materiais

Foram utilizados na pesquisa um solo do tipo laterítico argiloso e um lote de areia descartada de fundição (ADF), oriunda do processo de fundição, chamado "areia verde". Esse tipo de ADF é indicado por diversos autores devido ao fato de atender aos requisitos ambientais, isto é, não apresenta adições de compostos orgânicos (Coz *et al.*, 2006; Soares *et al.*, 2010 e Zhang *et al.*, 2013).

2.2 – Métodos

No Quadro 1 estão relacionados os ensaios realizados e respectivas normas, sobre a caracterização físico-química, ambiental, hidráulica e mecânica das amostras de solo, ADF e mistura de solo+70%ADF.

Propriedade Norma		Solo	ADF	Solo+70%ADF
Microestrutura	-	Х	-	Х
Granulometria	NBR 7181 (1994)	Х	Х	Х
Compactação	NBR 7182 (1986)	Х	-	Х
Química	-	Х	Х	Х
Ambiental	NBR 10004 (2004)	Х	Х	Х
Metais	USEPA SW846 (2004)	Х	Х	Х
Toxicidade aguda Microtox	L5.227- CESTEB (2001)	Х	Х	-
Permeabilidade	NBR 14545 (2000)	Х	-	Х
Resistência mecânica	ASTM D3080 (2011)	Х	-	Х

Quadro 1 – Normas adotadas para caracterização físico-química, ambiental e mecânica dos materiais solo, ADF e mistura de solo+70%ADF.

O teor de 70% de ADF em substituição do solo adotado nessa pesquisa foi definido por Domingues e Ferreira (2015). Estes autores adotaram este teor em função dos parâmetros ambientais, de compactação e hidráulicos descritos em normas vigentes (USEPA 542-F-03-015, 2003; NBR 7182, 1986 e NBR 13896, 1997). Além disso, tal percentagem condiz com as necessidades atuais de gestão da ADF (grandes volumes gerados e alto custo para destinação final).

O coeficiente de permeabilidade (k) do solo e da mistura de solo+70%ADF foi obtido em ensaio de permeabilidade a carga variável conforme NBR 14545 (2000).

Quanto aos parâmetros químicos, os materiais foram analisados por Fluorescência de Raios-X – FRX com equipamento da marca PHILIPS, modelo PW2400. Com essa análise foi possível identificar e determinar as porcentagens (%) de cada elemento químico presente nas amostras de solo, ADF e mistura solo+70%ADF, utilizando 2 g de cada material. A identificação dos elementos químicos foi obtida a partir de um banco de dados (ROC-1 - Rochas), relativa à análise quantitativa por comparação com materiais de referência certificados, em espectrômetro de FRX.

A microestrutura dos materiais foi obtida com um Microscópio Eletrônico de Varredura - MEV (Equipamento da marca Tescan - Modelo Vega 3 SBU).

Os parâmetros ambientais foram determinados a partir da amostra em massa bruta, do extrato solubilizado e do lixiviado, em acordo com as normas NBR 10004 (2004) e USEPA SW 846 (2004). Também foram realizadas análises de toxicidade aguda com *Vibrio fischeri* pelo método MicrotoxTM (CETESB, 2001) e determinadas as concentrações dos metais estabelecidos pela Organização

Mundial da Saúde (OMS, 1998) e pela Resolução CONAMA n. 420 de 28/12/2011 (BRASIL, 2009). As análises de metais foram realizadas de acordo com metodologia USEPA SW846 (2004).

De forma complementar, foi realizado o ensaio de cisalhamento pelo método direto (ASTM 3080, 2011) nos materiais estudados, para verificação do comportamento mecânico (estabilidade geotécnica) dos mesmos.

3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 - Microestrutura da ADF e da mistura solo+70%ADF

Na Figura 1, a partir das imagens em MEV, pode-se observar a forma dos grãos de ADF, assim como o envolvimento destes com o solo. A Figura 1a demonstra o padrão de cristalografia esperado para materiais quartzosos, ou seja, a amostra de ADF. Com a Figura 1b foi possível entender a disposição ou o arranjo dos grãos de solo e ADF após a homogeneização da mistura. O entendimento dessa microestrutura pode auxiliar na compreensão das propriedades físicas, hidráulicas e mecânicas da mistura de solo+70%ADF. Ao comparar essas imagens com a literatura, verifica-se que as mesmas são coerentes com aquelas encontradas na literatura, tanto em pesquisas sobre ADF como naquelas sobre solos lateríticos argilosos (Carnin *et al.*, 2012; Mastella *et al.*, 2014; Aggarwal e Siddique, 2014; Zanon, 2014).



a)



b)

Fig. 1 – Imagens obtidas com MEV: a) amostra de ADF com ampliação de 100x; b) amostra da mistura solo+70%ADF com ampliação de 150x.

3.2 – Propriedades físicas dos materiais

Os parâmetros das curvas granulométricas dos materiais ensaiados estão apresentados na Figura 2. O solo puro apresenta característica de material laterítico argiloso (solo empregado em aterros sanitários) e a ADF se caracteriza como material granular uniforme (conforme materiais adotados para preenchimento de fôrmas em processos de fundição). Nota-se que a mistura de solo+ADF apresenta granulometria peculiar a solos granulares, alcançado o objetivo principal desta pesquisa, isto é, a correção granulométrica do solo argiloso, que quando considerado isoladamente não apresenta propriedades necessárias à cobertura de resíduos sólidos em aterros sanitários (espalhamento e compactação).

Comparando-se as curvas de compactação dos dois materiais (Figura 3) confirma-se a efetiva correção granulométrica. O solo, que antes apresentava uma umidade ótima para viabilizar a sua compactação de 23,5%, a partir da sua correção com 70% de ADF teve reduzida sua umidade para

12%. Além disso, o peso volúmico seco máximo também variou de 1,57 g/cm³ para 1,92 g/cm³, respectivamente, para o solo e mistura de solo+70% ADF. Isto ocorreu porque, com a correção granulométrica, há uma alteração da curva granulométrica do solo, fornecendo-lhe uma maior variação nas dimensões de partículas, obtendo-se como resultado final um material com menor índice de vazios (Cavalcante e Barroso, 2009).



Fig. 2 – Curvas granulométricas das amostras de solo, de ADF e da mistura de solo+70%ADF.



Fig. 3 – Curvas de compactação da amostra de solo e da mistura de solo+70%ADF, obtidas a partir do método Proctor e energia Norma de compactação.

3.3 - Composição química e caracterização ambiental

No Quadro 2, apresentam-se os teores percentuais dos elementos químicos presentes nas amostras de solo, ADF e mistura de solo+70% ADF, obtidos no ensaio de FRX (Fluorescência de Raios-X). Esses valores são relativos à normalização de 100% da amostra analisada.

Os elevados teores de alumínio (Al_2O_3) e de sílica (SiO_2) são justificados pela origem mineralógica dos materiais em estudo (argilominerais do solo e areia quartzosa da ADF). Tais valores também corroboram os resultados citados por outros autores (Siddique *et al.*, 2010; Mymrin *et al.*, 2014). Deve-se destacar a redução no teor de óxidos de ferro de 14% para 4%, respectivamente, para a amostra de solo e para a mistura de solo+70%ADF. Tal fato confirma a origem do solo estudado (argiloso) devido o alto teor de óxidos de ferro.

Elemento	ADF	Solo	Solo + 70% ADF
SiO ₂	71,46	48,77	82,55
Al ₂ O ₃	18,38	22,03	7,06
SO ₃	2,35	-	-
Fe ₂ O ₃	2,25	13,93	3,82
CaO	1,02	0,14	0,15
Cr_2O_3	0,73	-	-
K ₂ O	0,20	0,29	0,13
TiO ₂	0,18	2,40	0,65

Quadro 2 – Resultados das análises em FRX com as amostras de ADF, solo e mistura solo+70%ADF.

Para contextualizar os parâmetros de normas ambientais com limites estabelecidos por órgãos de saúde pública, determinaram-se os teores de metais (mg/L) presentes nas amostras de ADF, solo e mistura de solo+70%ADF (Quadro 3), realizando a comparação das concentrações encontradas aos limites impostos pela OMS (Organização Mundial de Saúde), às Águas Subterrâneas e pela NBR 10004 (2004).

Metais	ADF	Solo	Solo + ADF 70%	Limites OMS*	Limites Águas Subterrâneas**	Limite NBR 10004/2004
Cu	0,9	1,2	3,3	2	-	2
Fe	13	21	45	0	>15	>3
Mn	8,9	8,9	15,9	>5	>0,2	>1
Zn	3,4	3,9	6,9	3	2,5	5,0
Cd	<0,1	-	-	>0,03	>0,005	>0,05
Cr	<0,1	-	-	>05	>0,1	>0,05
Ni	0,13	0,15	0,1	>0,2	-	-
Pb	0,36	0,98	2,77	>0,1	>0,01	>0,1

Quadro 3- Determinação do teor de metais nos materiais estudados

* Limites estabelecidos pela Organização Mundial da Saúde - OMS (1998)

** Limites estabelecidos por normas de Qualidade de Águas Subterrâneas (Brasil, 2009)

Quanto à classificação ambiental, foram analisados a massa bruta, o extrato lixiviado e o extrato solubilizado da amostra de ADF e da amostra da mistura de solo+70% ADF, segundo recomendações da USEPA SW846 (2004) e da NBR 10004 (2004). A classificação obtida nos três casos com as duas amostras foi II A (resíduo não perigoso e não inerte). Essa classificação era esperada ao utilizar uma amostra de ADF oriunda do processo de moldagem chamado "areia verde", o qual não utiliza aglomerantes orgânicos (Klinsky, 2013; Siddique *et al.*, 2010; Abichou *et al.*, 2000).

Pelos resultados obtidos para os metais verifica-se que alguns deles apresentam concentrações acima dos limites permitidos pela OMS (1998), pela Legislação Brasileira de águas subterrâneas

(BRASIL, 2009) e pela norma NBR 10004 (2004), com exceção do cádmio (Cd) e do cromo (Cr), que não foram detectados. Entretanto, o próprio material "solo" também apresentou os mesmos metais em concentrações iguais ou superiores a essas regulamentações, o que indica que a incorporação de ADF ao solo praticamente mantém a sua composição inicial.

Portanto, utilizar solo argiloso ou misturas de solo+70% ADF como material de cobertura para camadas de resíduos sólidos em aterros sanitários mantém os teores em metais pesados com a mesma ordem de grandeza.

Ao comparar os resultados da presente pesquisa com os de outros autores, verifica-se que os metais pesados também excederam o limite da legislação (Mymrin *et al.*, 2014), sem causarem contaminação das águas subterrâneas (Guney *et al.*, 2006).

Outra situação que deve ser destacada é que algumas resinas fenólicas, utilizadas em alguns processos de fundição, são manufaturadas utilizando-se sais metálicos, o que pode ocasionar o aumento dos teores destes últimos no resíduo ADF (Kaur *et al.*, 2013). Tais autores propuseram um método de inclusão de fungos nos extratos lixiviados de amostra de ADF utilizada como agregado em concretos, reduzindo consideravelmente as concentrações dos principais metais pesados (Cr, Fe, Mn, Ni e Pb).

Portanto, para entender o desempenho ambiental de aterros sanitários onde se utilizam misturas de solo+ADF são necessários estudos sobre a composição química dos lixiviados gerados, comparando os resultados com aqueles obtidos em aterros onde se utiliza solo. Miguel *et al.* (2012); Gibbons *et al.* (2014) e Kizarmis *et al.* (2014) já realizaram pesquisas com foco em tais aspectos, tendo verificado os parâmetros bioquímicos em lixiviados de aterros sanitários (DBO e DQO). Os autores retrocitados observaram que o tipo de solo utilizado na cobertura diária dos resíduos interfere diretamente nos valores destes parâmetros.

Também é importante salientar que a amostra de ADF em questão atende os requisitos da NBR 15702 (2009), que determina a classificação ambiental dos lotes que podem ser dispostos em aterros sanitários. Além disso, apresenta a mesma classificação dos resíduos sólidos domésticos, destinados para o mesmo tipo de aterro sanitário. Antes da publicação da norma citada, a Environmental Protection Agency dos Estados Unidos (USEPA) elaborou um documento sobre práticas e regulamentações a respeito do uso da ADF e dentre elas, citou coberturas de aterros sanitários e pavimentos como possíveis aplicações (USEPA 542-F-03-015, 2003).

Para contemplar outros aspectos ambientais, foram realizados ensaios de toxicidade, utilizando a metodologia de toxicidade aguda MicrotoxTM (CETESB, 2001). Esse método estabelece que a redução da emissão de luz da bactéria bioluminescente *Vibrio fischeri* acima de 50% é um indicativo de toxicidade dos extratos lixiviados testados. As Figuras 4 e 5 apresentam os resultados obtidos com os lixiviados da ADF e do solo, respectivamente.

O extrato lixiviado, obtido da amostra de ADF, apresentou efeito acima de 50% na emissão de luz das bactérias a partir da solução com 2,80% de concentração. Já o extrato lixiviado da amostra de solo não apresentou inibição na emissão de luz das bactérias acima do valor permitido pelo método. Sendo assim, verifica-se que o lixiviado da amostra de ADF pura pode ser prejudicial à saúde, segundo parâmetros descritos na metodologia citada. Entretanto, deve ressaltar-se que o método pode apresentar falhas de acordo com o tipo de material analisado, devido à tonalidade escura da ADF. Além disso, o lixiviado originado em aterros sanitários deve ser tratado antes da destinação final, o que previne contatos diretos com animais, plantas e seres humanos.

Os ensaios de caracterização ambiental de resíduos sólidos, listados na NBR 10004 (2004), permitiram classificar a amostra de ADF em questão como II-A. Essa classificação coincide com a do solo e com a dos resíduos que compõem aterros de materiais não perigosos. Dessa forma, a incorporação da ADF em solos, como método de correção granulométrica, não modifica a sua classificação ambiental inicial.



Fig. 4 - Resultados do ensaio de Toxicidade, obtidos a partir do lixiviado da amostra de ADF.



Fig. 5 – Resultados do ensaio de Toxicidade, obtidos a partir do lixiviado da amostra de solo.

3.4 - Caracterização hidráulica e mecânica

O Quadro 4 apresenta os valores de coeficiente de permeabilidade (k) obtidos em corpos de prova de solo e de mistura de solo + 70% ADF. Para efeito de comparação, também estão apresentados os valores obtidos por outros pesquisadores com materiais semelhantes e o valor citado pelas normas vigentes.

A mistura de solo com 70% de ADF apresentou coeficiente de permeabilidade representativo de materiais finos (10^{-7} cm/s), no entanto, não condiz com a curva granulométrica apresentada na Figura 5. Isto pode ser justificado pela presença de ligantes na ADF, os quais podem ter sido reativados durante o processo de compactação (Figura 1b). Ao comparar esse valor obtido com o limite de k < 10^{-6} cm/s, estabelecido em normas para aterros sanitários (USEPA 542-F-03-015, 2003 e NBR 13896, 1997), verifica-se que a mistura proposta atende esse requisito. Entretanto, deve salientar-se que as normas citadas não estabelecem valores diferenciados de k para materiais

de cobertura diária ou final de aterros sanitários.

Vários pesquisadores sobre o mesmo tema também realizaram ensaios de permeabilidade, cujos valores de k obtidos foram entre 10⁻⁶ e 10⁻⁸ cm/s (Lukiantchuki, 2007; Quissini, 2009; Domingues e Ferreira, 2015; Souza *et al.*, 2015; Pretto *et al.*, 2015). Fiore *et al.* (2014) destacam que a correção do solo com ADF pode melhorar a recirculação do chorume lixiviado, facilitando a decomposição biológica dos resíduos sólidos.

Quadro 4 – Valores do coeficiente de permeabilidade (k) em cm/s da amostra de solo argiloso, da mistura de solo+70%ADF e valores de k indicados pelas normas sobre aterros sanitários e por pesquisadores.

Material	k (cm/s)
Solo	5,36 x 10 ⁻⁷
Solo+70% ADF	3,29 x 10 ⁻⁷
USEPA 542-F-03-015 (2003) e NBR 13886 (1997); Lukiantchuki (2007); Quissini (2009); Domingues e Ferreira (2015); Souza <i>et al.</i> (2015); Pretto <i>et al.</i> (2015).	$10^{-6} \le k \le 10^{-8}$

Verificou-se que a correção do solo com ADF não alterou o coeficiente de permeabilidade, mantendo a mesma ordem de grandeza ($k = 10^{-7}$ cm/s). Esse comportamento pode ser atribuído à microestrutura da mistura (Figura 1b), onde o material ADF envolve toda a superfície dos grãos de solo, proporcionando uma redução dos vazios. Esse arranjo pode ter ocorrido devido a alguns compostos químicos presentes na ADF, os quais causaram reações químicas e alterações físicas ainda não conhecidas. Portanto, ainda são necessários mais estudos para entender as alterações provocadas pela presença da ADF. Assim, é possível afirmar conforme parâmetro hidráulico (k), que a mistura proposta (solo+70%ADF) pode ser utilizada na cobertura final de aterros sanitários, sendo adequada para a cobertura diária de resíduos.

Quanto ao comportamento mecânico, foram realizados ensaios de resistência ao cisalhamento (ASTM 3080, 1972), pelo método direto, no solo e na mistura de solo+70% ADF, para verificação da estabilidade geotécnica dos materiais. As tensões normais aplicadas foram: 5 kPa, 10 kPa e 20



Fig. 6 - Resistência ao cisalhamento direto do solo e do solo+70% ADF.

kPa, adotadas com base na literatura (Oliveira, 2002; Linhares, 2011). A relação entre as tensões normais aplicadas e as respectivas resistências ao cisalhamento estão apresentadas na Figura 6.

Os resultados obtidos para a amostra de solo (ângulo de atrito de 41° e coesão 35 kPa) corroboram os dados encontrados na literatura, nos quais os ângulos de atrito variaram entre 20° a 40° e a coesão entre 0 a 40 kPa (Oliveira, 2002; Claumann da Silva, 2007).

A mistura de solo+70%ADF se comportou como uma areia fofa, apresentando ângulo de atrito de 23° e coesão de 24 kPa, conforme dados da literatura (Oliveira, 2002; Domingues e Ferreira, 2015). Tais resultados indicam que a correção granulométrica do solo com ADF alterou significativamente a resistência mecânica do material, apresentando valores condizentes ao material granular resultante da mistura de solo+70%ADF.

4 - CONCLUSÕES

A partir das análises dos resultados obtidos nessa pesquisa, é possível concluir que:

- a correção granulométrica da amostra de solo argiloso com 70% de ADF atende aos parâmetros hidráulicos estabelecidos nas normas vigentes sobre aterros sanitários, considerando o k máximo de 10⁻⁶ cm/s para cobertura final;

- a correção granulométrica do solo com 70% de ADF atende aos parâmetros ambientais e físicos, considerando a classificação ambiental e parâmetros granulométricos obtidos com essa mistura;

- a correção de solo com 70% de ADF condiz com a necessidade atual de consumo dos volumes disponíveis desse passivo ambiental;

- o coeficiente de permeabilidade de 3,29 x 10⁻⁷ cm/s da mistura de solo+70%ADF viabiliza a sua utilização apenas na cobertura final de aterros sanitários, mas sendo adequada para a cobertura diária de resíduos.

5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO M29 (2012). Standard Specification for fine aggregate for bituminous paving mixtures. USA.
- Abichou, T.; Benson, C.H.; Edil, T. (2000). *Foundry Green Sands as Hydraulic Barrier: Laboratory Study*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 126, pp. 1174-1183.
- Aggarwal, Y; Siddique, R. (2014). *Microstructure and properties of concrete using bottom ash and waste foundry sand as partial replacement of fine aggregates*. Construction and Building Materials, vol. 54, pp. 210–223.
- AFS (1991). Alternative Utilization of Foundry Sand Waste. Final Report (Phase I). Prepared by American Foundry Men's Society Inc. for Illinois Department of Commerce and Community Affairs, Des Plaines, Illinois.
- AFS (2014). *Modern Casting Report*. 48th Census of World Casting Production Steady Growth in Global Output. *American Foundry Society*. December, pp.17-21. USA.
- ASTM D 3080 (2011). Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. American Society for Testing and Materials Standards, 9 p. Pensilvânia, USA.
- Brasil (2009). *Resolução CONAMA N° 420 de 28/12/2009* Dispõe sobre critérios e valores orientadores de qualidade do solo quanto à presença de substâncias químicas e estabelece diretrizes para o gerenciamento ambiental de áreas contaminadas por essas substâncias em decorrência de atividades antrópicas Publicação DOU: 30/12/2009.

- Cavalcante, F.C.I.T; Barroso, S.H.A. (2009). *Influência da energia de compactação e do teor de areia na estabilização granulométrica de bases e sub-bases de pavimentos*. Anais do XXIII–Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET, 11p.
- Carnin, R.L.P.; Folgueras, M.V.; Luvizão, R.R.; Correia, S.L.; Cunha, C.J.; Dungan, R.S. (2012). Use of an integrated approach to characterize the physicochemical properties of foundry green sands. Thermochimica Acta 543, pp.150–155.
- CETESB (2001). Norma Técnica L5.227 Teste de toxicidade com a bactéria luminescente Vibrio fischeri: método de ensaio. Companhia Ambiental do Estado de São Paulo. São Paulo, Brasil.
- CETESB (2007). Decisão da Diretoria nº 152/2007/C/E Procedimentos para gerenciamento de areia de fundição. Companhia Ambiental do Estado de São Paulo. São Paulo, Brasil.
- Claumann da Silva, C. (2007). Comportamento de solos siltosos quando reforçados com fibras e melhorados com aditivos químicos e orgânicos. Dissertação de Mestrado. Pós-Graduação em Construção Civil da Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil.
- Coronado, M.; Segadães, A.M; Andrés, A. (2015). Using mixture design of experiments to assess the environmental impact of clay-based structural ceramics containing foundry wastes. Journal of Hazardous Materials, v. 299, pp. 529–539.
- Coz, A.; Mantzavinos, D.; Karageorgos, P.; Kalogerakis, N.; Andrés, A.; Viguri, J. R.; Irabien, A. (2006). *Influence of the organic compounds of the ecotoxicity in the treatment of foundry sludge and olive mill waste.* Annali di Chimica, vol. 96, n. 9-10, pp. 505-514.
- Domingues, L. G. F; Ferreira, G.C.S. (2014). *Management Application of Waste Foundry Sand* (*WFS*) in Solid Waste Landfills. In: Crete 4th International Conference on Industrial and Hazardous Waste Management, Creta, Grécia, vol. 1, pp. 39-40.
- Domingues, L.G.F; Ferreira, G.C.S. (2015). *Functional and environmental performance of waste foundry sand applied in landfills*. International Journal of Environmental Studies, vol. 73, pp. 1-7.
- Ferreira, G. C. S.; Domingues, L.G.F.; Teixeira, I.; Pires, M.S.G. (2014). Viabilidade técnica e ambiental de misturas de solo com areia descartada de fundição. Revista Transportes, vol. 22, nº 2, pp.62-69.
- Fiore, S.; Zanetti, M.C.; Botta, S.; Comoglio, C.; Luciani, P.; Demaio, M. (2014). *Evaluation of the activity of an Italian hazardous waste landfills*. 4th Conference on Industrial and Hazardous Waste Management, Creta, Grécia.
- Gibbons, R.D; Morris, J.W.F; Prucha, C.P.; Caldwell, M.D.; Staley, B.F. (2014). Longitudinal data analysis in support of functional stability concepts for leachate management at closed municipal landfills. Waste Management, vol. 34, pp. 1674 1682.
- Gomes, L.P.; Moraes, C.A.M.; Boff, R.D. (2007). Emprego de areia usada em fundição em coberturas intermediárias e final de aterros de RSU. Tecnologia em Metalurgia e Materiais, vol. 3, nº 4, pp. 71-76.
- Guney, Y.; Aydilek, A. H.; Demirkan, M. M. (2006). *Geoenvironmental behavior of foundry sand amended mixtures for highway subbases*. Waste Management, vol. 26, pp. 932–945.
- Kaur, G; Siddique, R.; Rajor, A. (2013). Micro-structural and metal leachate analysis of concrete made with fungal treated waste foundry sand. Construction and Building Materials, vol. 38, pp. 94–100.

- Kizarmis, P.; Tsamoutsoglou, C.; Kayan, B; Kalderis, D. (2014). Subcritical water treatment of landfill leachate: application of response surface methodology. Journal of Environmental Management, vol. 146, pp. 9-15.
- Klinsky, L.M.G. (2013). Avaliação do reaproveitamento de areias descartadas de fundição residual em camadas de pavimentos. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade Estadual de São Paulo, 313 p.
- Linhares, R.M. (2011). *Análises de estabilidade de talude rodoviário em solo residual*. Trabalho de conclusão de curso. Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de janeiro, Rio de Janeiro, 54 p.
- Lukiantchuki, J.A. (2007). Influência do teor de bentonita na condutividade hidráulica e na resistência ao cisalhamento de um solo arenoso utilizado como barreira impermeabilizante. Dissertação de Mestrado da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, 124 p.
- Mastella, M.A. Gilson, E.S.; Pelisser, F.; Ricken, C.; Silva, L.; Angioletto, E.; Montendo, O.R.K. (2014). *Mechanical and toxicological evaluation of concrete artifacts containing waste foundry sand*. Waste Management, vol. 34, pp. 1495-1500.
- Miguel, M.G.; Belinassi, L.; Domingues, L.M.; Nour, E.A.A; Pereira, S.Y. (2012). Variations of the physical and chemical characteristics of sanitary landfill leachate after percolation into tropical soils. Chemical Engineering Transactions, vol. 28, pp. 19-24.
- Mymrin, V.; Ribeiro, R.A.C.; Alekseev, K.; Zelinskaya, E.; Tolmacheva, N.; Catai, R. (2014). *Environment friendly ceramics from hazardous industrial wastes*. Ceramics International, vol. 40, 9427-9437.
- NBR 7182. (1986). Solo Ensaio de compactação. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Rio de Janeiro, Brasil.
- NBR 7181. (1994). Solo Análise granulométrica. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Rio de Janeiro, Brasil.
- NBR 13896. (1997). Aterros de resíduos não perigosos Critérios para projeto, implantação e operação. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Rio de Janeiro, Brasil.
- NBR 14545. (2000). Solo Coeficiente de permeabilidade de solos argilosos à carga variável. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Rio de Janeiro, Brasil.
- NBR 10004. (2004). *Resíduos Sólidos Classificação*. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Rio de Janeiro, Brasil.
- NBR 15702. (2009). Areias descartadas de fundição aplicações em asfalto e em aterro sanitário. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Rio de Janeiro.
- NBR 15984. (2011). Areia descartada de fundição Central de processamento, armazenamento e destinação (CPAD). Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Rio de Janeiro, Brasil.
- Oliveira, D.A.F. (2002). Estabilidade de taludes de maciços de resíduos sólidos urbanos. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília. Brasília, 203p.
- OMS (1998). WHO World Health Organization. Guidelines for Drinking-water Quality. 3 ed. Genebra, 18 v.

- Pretto, J.H.F.; Batista, P.; Leite, A.L.; Kormann, A.C.M.; Medeiros, M.H.F.; Boszczowki, R.B. (2015). Barreiras verticais de contenção de contaminantes em águas subterrâneas: análise hierárquica. Geotecnia 134, pp.21-42.
- Quissini, C.S. (2009). Estudo da aplicação da areia descartada de fundição como material alternativo para camada de cobertura de aterro de resíduos. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, SC, 83 p.
- Siddique, R.; Kaur, G.; Rajor, A. (2010). *Waste foundry sand and its leachate characteristics*. Resources, Conservation and Recycling, 54, pp. 1027-1036.
- Soares, W. A. A.; Ferraresi, G. N.; Quináglia, G. A.; Umbuzeiro, G. A. (2010). Toxicidade do resíduo areia de fundição utilizando o teste com a bactéria luminescente Vibrio fischeri. Revista Brasileira de Toxicologia 23, n. 1-2, pp. 17-21.
- Souza, V. O. A.; Mahler, C.F.; Genuchten, M.T.; Pontedeiro, E. M. (2015). Simulação de fluxo vertical em aterro sanitário. Geotecnia, vol., 134, pp. 3-19.
- USEPA 542-F-03-015. (2003). Evapotranspiration Landfill Cover Systems Fact Sheet. United States of Environmental Protect Agency, Washington DC, USA.
- USEPA SW846. (2004). Evaluating Solid Waste. United States of Environmental Protect Agency, Washington DC, USA.
- Zanetti, M.; Godio, A. (2006). *Recovery of foundry sands and iron fractions from an industrial waste landfill*. Resources, Conservation and Recycling, vol. 48, pp. 396–411.
- Zanon, T.V.B. (2014). Avaliação da contaminação de um solo laterítico por lixiviado de aterro sanitário através de ensaios de laboratório e análises de dados de campo. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 117 p.
- Zhang, H.F.; Wang, Y. J.; Wang, J. L.; Huang, T.Y.; Xiong, Y. (2013). *Environmental Toxicity of Waste Foundry Sand*. Huanjing Kexue/Environmental Science, vol. 34, n° 3, pp. 1174.
PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DE MISTURAS DE SOLO RESIDUAL DE BASALTO COM RESÍDUOS DE BORRACHA DE PNEUS

Geotechnical properties of mixtures of basalt residual soil with tire rubber waste

Manuella de Morais * Felipe Ogliari Bandeira ** Mauro Leandro Menegotto ***

RESUMO – O presente trabalho tem por objetivo avaliar o comportamento hidráulico e mecânico de misturas de um solo argiloso residual de basalto com resíduos de borracha de pneus para utilização em obras geotécnicas. Assim, foram submetidas a ensaios de compactação, permeabilidade e cisalhamento direto, amostras de solo argiloso e de misturas contendo teores de 5%, 10%, 15% e 20% de resíduos de borracha de pneus. Os ensaios de compactação demonstraram que o peso específico seco máximo e o teor de umidade ótimo das misturas apresentam redução com o aumento do teor de resíduo. O coeficiente de permeabilidade mostrou-se crescente com o incremento do resíduo de borracha. Nos ensaios de cisalhamento direto, as misturas apresentaram maior ângulo de atrito interno e menor coesão, quando comparadas ao solo puro. Verificou-se que a utilização dos resíduos de borracha de pneus misturados ao solo deve ser criteriosa, sendo recomendada principalmente como material de enchimento leve ou em obras que possuam critérios de permeabilidade e resistência pouco restritivos.

SYNOPSIS – The paper aims to evaluate the hydraulic and mechanical behavior of mixtures of a clayey basalt residual soil with waste tire rubber for use in geotechnical works. Thus, samples of clay soil and mixtures containing 5%, 10%, 15% and 20% of tire rubber waste were submitted to compaction, permeability and direct shear tests. In the compaction tests, the values of the maximum dry density and the optimum water content of mixtures showed a reduction with increased residue content. The coefficient of permeability presented higher values with the increase of the quantity of waste tire rubber into the mixture. In the direct shear tests, mixtures presented greater angle of shearing resistance and less cohesion intercept, when compared to the pure soil. It was found that the use of waste tire rubber mixed with soil should be insightful, being recommended primarily as light filler material or in works that have permeability and resistance criteria little restrictive.

Palavras Chave - Resíduos de borracha de pneus, coeficiente de permeabilidade, resistência ao cisalhamento.

Keywords - Waste tire rubber, coefficient of permeability, shear strength.

1 – INTRODUÇÃO

A disposição final de resíduos sólidos é um problema evidente em muitas regiões do Brasil, visto que, em diversos casos, os resíduos são dispostos de forma inadequada, tornando-se potenciais degradadores do meio ambiente, podendo comprometer a saúde pública e a qualidade ambiental em

^{*} Professora Substituta, Curso de Engenharia Ambiental e Sanitária, Universidade Federal da Fronteira Sul – Campus Chapecó. E-mail: manuellademorais@gmail.com

^{**} Engenheiro Ambiental. Mestrando do Programa de Pós-graduação em Ciência do Solo, Universidade do Estado de Santa Catarina – Lages. E-mail: bandeira.felipeog@gmail.com

^{***} Professor Adjunto, Curso de Engenharia Ambiental e Sanitária, Universidade Federal da Fronteira Sul – Campus Chapecó. E-mail: mauro.menegotto@uffs.edu.br

magnitudes imensuráveis. Por outro lado, a utilização de materiais recicláveis em obras de engenharia tem sido uma área em constante desenvolvimento (Machin *et al.*, 2017), com o intuito de promover a destinação ambientalmente correta dos resíduos e diminuir a quantidade de recursos naturais extraídos do ambiente.

Um dos resíduos que apresentam maior dificuldade para a disposição final adequada são os pneus, os quais ocupam grande volume e, por isso, podem comprometer a estabilidade do aterro de resíduos se não forem dispostos em condições apropriadas. Em alguns países, a disposição final de pneus em aterros sanitários não é permitida (Oboirien e North, 2017) devido a elevada resistência deste material à biodegradação (Landi *et al.*, 2016), característica que potencializa o impacto negativo deste resíduo no ambiente.

Outro problema associado é a quantidade de pneus fabricados, fato que é agravado pela insuficiência de meios de transporte de carga alternativos, como as ferrovias, por exemplo. Segundo a Associação Brasileira do Segmento de Reforma de Pneus (ANIP, 2016) a indústria brasileira de pneus, somente no primeiro semestre de 2016, vendeu cerca de 35 milhões de unidades de pneumáticos de passeio e de carga, sendo que, aproximadamente 22 milhões de unidades serviram para abastecer somente no mercado de reposição. Como consequência, ocorre de forma equivalente a geração de pneus usados, que englobam os reformados e os inservíveis. A Resolução nº 416 do CONAMA (Brasil, 2009) define como pneus inservíveis aqueles que apresentam danos irreparáveis em sua estrutura não se prestando mais à rodagem ou à reforma.

No Brasil, exigências sobre a destinação adequada de pneus inservíveis existem desde o ano de 1999, por meio da Resolução nº 258 do Conselho Nacional do Meio Ambiente – CONAMA (Brasil, 1999), revogada pela Resolução nº 416 do CONAMA (Brasil, 2009), que dispõe sobre a prevenção da degradação ambiental causada pelos mesmos. Essa resolução considera que os pneus usados devem ser preferencialmente reutilizados, reformados e reciclados antes de sua disposição final adequada, prolongando sua vida útil.

Uma alternativa viável é o prolongamento da vida útil dos pneus através dos processos de recapagem e recauchutagem. No entanto, estes processos também geram resíduos que, se não passarem por manejo e destinação final adequados, podem vir a degradar o ambiente, e por isso são objeto deste estudo.

Outra solução para a destinação adequada dos pneus é a trituração, processo que provoca a redução do volume do resíduo e, com isso, permite utilizá-lo em diversas aplicações, inclusive como reforço de solo. Franco *et al.* (2011) ressalta que, devido aos resíduos de pneus possuírem valores baixos de peso específico e alta durabilidade, seu uso se torna interessante na composição de material de aterro em estruturas de contenção (Sayão *et al.*, 2009) e, também, para melhoramento dos parâmetros de resistência de solos de baixa capacidade de suporte (Edinçliler *et al.*, 2010).

Nota-se, com isso, o aumento da preocupação acerca da disposição inadequada e a busca por alternativas de reutilização ambientalmente viáveis dos resíduos de borracha de pneus (Cetin *et al.*, 2006; Lagarinhos e Tenório, 2013; Selung *et al.*, 2013; Rissoli e Araújo, 2014; Ramirez *et al.*, 2015; Mashiri *et al.*, 2015; Anvari *et al.*, 2017).

Desse modo, o presente trabalho visa avaliar o comportamento mecânico e hidráulico de misturas de resíduos de borracha de pneus, provenientes do processo de recauchutagem, com um solo argiloso residual de basalto, para utilização em obras geotécnicas.

2 – CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS DO SOLO DA REGIÃO DE CHAPECÓ

A região oeste do estado de Santa Catarina, onde se localiza o Município de Chapecó, possui afloramento de rochas da Formação Serra Geral, do Grupo São Bento, predominando rochas vulcânicas efusivas representadas por uma sucessão de derrames que cobrem cerca de 50% da superfície do estado. Destacam-se duas sequências: a) sequência básica, constituída por basaltos de coloração cinza escura a negra e com intercalações de arenitos intertrapeanos; b) sequência ácida

representada por riolitos e riodacitos (Scheibe, 1986). O solo resultante da evolução dessas rochas possui bastante fertilidade e altos teores de cálcio e magnésio. Ainda, os solos residuais de basalto apresentam textura argilosa de cor vermelha escura e com uma drenagem bem desenvolvida (Diemer *et al.*, 2008).

Menegotto *et al.* (2016) realizaram a caracterização geotécnica do solo da Área Experimental da Universidade Federal da Fronteira Sul (UFFS) - *Campus* Chapecó. Essa área localiza-se nas coordenadas geográficas 27° 07' 07,9" S e 52° 42' 25,7" W e apresenta uma altitude de 603 m em relação ao nível do mar. A caracterização foi realizada por meio de ensaios de laboratório em amostras deformadas de solo, coletadas com o auxílio de um trado holandês, e compreendeu a determinação do teor de umidade natural (w), peso específico dos sólidos (γ_s), limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP), índice de plasticidade (IP) e composição granulométrica do solo. Uma síntese dos resultados obtidos, para a profundidade de 0,5 m, é apresentada no Quadro 1. Com os resultados dos ensaios de caracterização, pode-se classificar o solo local por meio do Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) como um silte de alta plasticidade (MH).

Quadro 1 - Síntese dos resultados dos ensaios de caracterização do solo da Área Experimental da UFFS - Campus Chapecó (Menegotto *et al.*, 2016)

Prof.	w	γ _s	Argila	Silte	Areia	LL	LP	IP
(m)	(%)	(kN/m ³)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
0,5	29,3	27,57	79	13	8	53,3	39,9	13,4

3 – MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 - Coleta, caracterização e preparação do solo

O solo utilizado nos ensaios de compactação, permeabilidade e cisalhamento direto foi coletado na Área Experimental do *Campus* Chapecó da UFFS. Realizou-se a abertura de uma cava de 1,0 x 1,0 m para a coleta da amostra deformada, que foi obtida entre 0,3 e 0,6 m de profundidade.

Inicialmente, o solo coletado foi seco ao ar livre até atingir a umidade higroscópica. As amostras de solo utilizadas nos ensaios de compactação foram preparadas de acordo com a NBR 6457 (ABNT, 2016a). Como o solo apresenta textura bastante fina, a preparação dos corpos de prova para os ensaios de permeabilidade e cisalhamento direto foi realizada com o solo passante na peneira de malha número 10 (2,0 mm).

3.2 - Caracterização dos resíduos de borracha de pneus

Os resíduos de borracha utilizados neste estudo foram fornecidos por uma empresa de recauchutagem da região oeste de Santa Catarina. Com o intuito de padronizar o tamanho as partículas de resíduo utilizadas neste trabalho, o material foi peneirado numa malha de abertura de 2,0 mm, descartando-se o material retido. Uma amostra do resíduo de borracha peneirado é apresentada na Figura 1. Os resíduos de borracha possuem, de maneira geral, formato fibrilar.

A caracterização deste resíduo consistiu na realização dos ensaios de granulometria e de peso específico dos sólidos. A determinação da composição granulométrica dos agregados foi realizada seguindo as diretrizes da NBR 7181 (ABNT, 2016b).

A determinação do peso específico dos sólidos seguiu a NBR 6508 (ABNT, 1984), apenas substituindo-se a água por álcool, uma vez que com a utilização de água uma parte das partículas de borracha ficaria flutuando na superfície, impedindo a leitura correta do volume do material contido no picnômetro.



Fig. 1 - Formato fibrilar do resíduo de borracha de pneus.

3.3 - Misturas de solo com resíduos de borracha

Para a realização dos ensaios de compactação, permeabilidade e cisalhamento direto foram adotados os teores de resíduos de borracha de pneu de 0% (solo puro), 5%, 10%, 15% e 20%. Estes teores correspondem a proporções em massa de solo seco. Desta forma, o teor de resíduos de borracha de pneus (β) foi definido conforme a equação seguinte:

$$\beta = \frac{M_{BS}}{M_{BS} + M_{SS}} \cdot 100 \tag{1}$$

onde: M_{BS} é a massa de borracha seca ao ar; e M_{SS} é a massa de solo seco ao ar, ambas corrigidas pela umidade higroscópica.

3.4 - Ensaio de compactação

O Ensaio de Compactação de Proctor foi realizado de acordo com NBR 7182 (ABNT, 2016c), utilizando-se um cilindro metálico de aproximadamente 1000 cm³. O número de camadas, número de golpes, bem como o modelo de soquete utilizado, foram correspondentes ao emprego da energia normal. Os valores do peso específico seco máximo e do teor de umidade ótimo, determinados para cada uma das misturas, foram posteriormente empregados na moldagem dos corpos de prova utilizados nos demais ensaios.

O índice de vazios dos corpos de prova moldados no ensaio de compactação foi determinado utilizando um peso específico dos sólidos ponderado (γ_{sM}), calculado com base nos pesos específicos dos sólidos do solo e da borracha e suas respectivas porcentagens na composição das misturas, conforme a equação:

$$\gamma_{sM} = \frac{\gamma_{sB} \cdot \beta + \gamma_{sS} \cdot (1 - \beta)}{100} \tag{2}$$

onde: γ_{sB} é o peso específio dos sólidos do resíduo de borracha; γ_{sS} é o peso específico dos sólidos do solo; e β corresponde ao teor de resíduo de borracha na mistura.

3.5 – Ensaio de permeabilidade

Os ensaios de permeabilidade foram realizados com corpos de prova compactados dinamicamente no teor de umidade ótimo obtido no ensaio de compactação de Proctor Normal, com uma tolerância para variação de peso específico seco de ± 0.5 kN/m³. A determinação do coeficiente de permeabilidade das misturas solo-borracha foi realizada de acordo com os procedimentos descritos na NBR 14545 (ABNT, 2000), para ensaios de permeabilidade a carga variável pelo método B. Inicialmente, realizou-se a saturação do corpo de prova preparado no interior do permeâmetro. A duração aproximada deste processo foi de 1 a 3 dias, diminuindo o tempo conforme se aumentavam os teores de resíduo de borracha adicionados à mistura. Posteriormente, o ensaio consistiu em permear uma coluna d'água sob o corpo de prova, efetuando a medição das cargas hidráulicas em um decorrido período de tempo. Esse procedimento foi efetuado para um gradiente hidráulico médio de 10, sendo realizadas quatro determinações do coeficiente de permeabilidade por mistura. Mediante obtenção desses dados e da temperatura da água no momento do ensaio, pôde-se determinar pela média dos resultados, o coeficiente de permeabilidade da amostra padronizado para a temperatura de 20°C.

3.6 - Ensaio de cisalhamento direto

As amostras utilizadas no ensaio de cisalhamento direto foram compactadas estaticamente, em três camadas, utilizando para este fim uma prensa de ISC (Índice de Suporte Califórnia). A compactação ocorreu no teor de umidade ótimo até ser atingido o peso específico seco máximo de cada uma das misturas analisadas.

Os ensaios foram conduzidos de acordo com o estabelecido pela ASTM D 3080 (2012), sendo empregada uma célula de cisalhamento de 50 x 50 mm de lado.

A aplicação da tensão normal e da tensão cisalhante foi realizada em um equipamento servocontrolado, que possui dois sensores para medição de deslocamentos lineares (LVDTs), os quais medem deslocamento vertical e horizontal, e uma célula de carga para medida da força de cisalhamento. Através dos parafusos espaçadores da célula superior foi ajustada uma folga de aproximadamente 1 mm entre as células.

A velocidade de cisalhamento utilizada foi de 0,02 mm/min e o ensaio foi conduzido até um deslocamento máximo de 8,0 mm. As tensões normais adotadas nos ensaios foram de 50, 100, 200 e 300 kPa.

4 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 - Caracterização dos resíduos de borracha de pneus

A curva de distribuição granulométrica dos resíduos de borracha de pneus é apresentada na Figura 2, juntamente com a curva de distribuição granulométrica do solo local, obtida nos estudos realizados por Menegotto *et al.* (2016) e a composição das diferentes misturas de solo com o resíduo. Pode-se observar que o diâmetro efetivo do resíduo é de 0,3 mm e que praticamente 100% dos resíduos de borracha de pneus ensaiados, apresentaram diâmetro variando de 0,07 a 2,0 mm. De

acordo com a NBR 6502 (ABNT, 1995) esse intervalo de diâmetros das partículas corresponde à fração areia, coincidindo assim com os resultados esperados quando observada a aparência fibrilar/granular dos resíduos.



Fig. 2 - Curva de distribuição granulométrica do resíduo de borracha de pneus, do solo puro e das misturas de solo com o resíduo.

O valor obtido para o peso específico dos sólidos do resíduo de borracha foi de 11,40 kN/m³, o que condiz com os valores de 10,90 kN/m³ e 11,10 kN/m³ obtidos por Fioriti *et al.* (2007) e Franco *et al.* (2011), respectivamente. Essa pequena variabilidade entre o peso específico dos sólidos em cada um dos estudos, deve-se basicamente às diferenças entre os materiais amostrados, podendo ser relacionada ao diâmetro das partículas ou, até mesmo, à presença ou não de tiras de aço no volume ensaiado. As tiras de aço estão presentes nos pneus e, quando não devidamente separadas, podem ser encontradas no resíduo produzido no processo de recauchutagem.

4.2 - Ensaio de compactação

Utilizando o solo puro e misturas de solo com resíduos de borracha de pneus, nos teores 5%, 10%, 15% e 20%, foram realizados os ensaios de compactação de Proctor na energia normal, resultando nas curvas de compactação apresentadas na Figura 3. Na mesma figura são apresentadas as curvas de igual grau de saturação de 90 e 100%, ambas correspondentes ao solo puro. Pode-se observar que, com o aumento do teor de resíduos de borracha de pneus adicionado a mistura, ocorre uma redução do peso específico seco máximo e do teor de umidade ótimo. O mesmo comportamento foi constatado por Franco *et al.* (2011) e Ramirez *et al.* (2015).

Conforme Das (2011), o tipo de solo submetido ao processo de compactação, ou seja, tamanho dos grãos, distribuição granulométrica, peso específico dos sólidos, entre outros, exerce extrema influência sobre o peso específico seco máximo e o teor de umidade ótimo obtidos ao final do processo. Quando se observam os resultados referentes aos ensaios de caracterização efetuados para



Fig. 3 - Curvas de compactação para as amostras ensaiadas com diferentes teores de resíduos de borracha de pneus.

o solo puro e para os resíduos de borracha, pode-se verificar uma significativa diferença entre os dois tipos de materiais. O solo, por exemplo, possui predominância de partículas finas, enquanto os resíduos de borracha são basicamente compostos de partículas grossas. O peso específico dos sólidos dos resíduos de borracha é aproximadamente 2,4 vezes menor que o peso específico dos sólidos do solo. Sendo assim, a combinação gradativa desses materiais, resulta numa modificação também gradual do peso específico seco máximo e do teor de umidade ótimo.

Esse comportamento, pode ser visualizado nas Figuras 4 e 5, nas quais são apresentadas, respectivamente, as relações entre o peso específico seco máximo e o teor de umidade ótimo em função do teor de resíduo de borracha da mistura.

Em ambas as relações se verifica o comportamento decrescente e linear entre as variáveis. O coeficiente de determinação (R^2), do ajuste obtido em ambas as figuras, demonstra uma boa relação entre as variáveis. Os resíduos de borracha de pneus, por tratarem-se de materiais mais leves que o solo, provocam a redução de 8,6% do peso específico seco máximo para a mistura com teor de 20% de resíduos de borracha em relação ao solo puro, corroborando os resultados apresentados por Chrusciak e Araujo (2015) que estabeleceram relação semelhante.

Já o teor de umidade ótimo, apresenta redução de aproximadamente 10,1% comparando a mistura de teor 20% ao solo puro. Franco *et al.* (2011) determinou a capacidade de absorção de água dos resíduos de borracha de pneus, obtendo o valor de 5,5%. Neste sentido, ao observar que proporcionalmente à adição dos resíduos de borracha nas misturas ocorre a redução da massa de solo é justificável que ocorra a redução do teor de umidade ótimo, uma vez que o solo, por ser contituído predominantemente de minerais argilosos (esmectita, ilita e caulinita), absorve significativamente mais água que os resíduos de borracha.



Fig. 4 - Relação entre peso específico seco máximo e o teor de resíduos de borracha de pneus.



Fig. 5 - Relação entre o teor de umidade ótimo e o teor de resíduo de borracha de pneus.



Fig. 6 - Relação entre o teor de umidade e o índice de vazios do solo.

Ainda, por meio dos dados obtidos no ensaio de compactação de Proctor, pode-se estabelecer, para cada teor de resíduo de borracha, uma relação entre o índice de vazios e o teor de umidade (Figura 6). Por meio das curvas, verifica-se que no teor de umidade ótimo o índice de vazios mínimo sofre uma pequena variação, de 0,93 a 0,99, entre todos os teores de resíduos de borracha. Deste modo, a compacidade final das misturas praticamente não foi influenciada pelo acréscimo do teor de borracha, comportamento semelhante ao identificado por Chrusciak e Araujo (2015).

4.3 - Ensaio de permeabilidade

Na Figura 7 são apresentados os resultados do coeficiente de permeabilidade para os diferentes teores de resíduos de borracha de pneus empregados nas misturas, bem como um ajuste exponencial entre os pontos medidos. A permeabilidade do solo puro corresponde aos valores típicos de solos finos com baixa permeabilidade. Por outro lado, as misturas com 15 e 20% de teor de borracha apresentaram valores de coeficiente de permeabilidade característicos de areias argilosas a areias finas.

Apesar do corpo de prova correspondente ao teor de resíduo de borracha de 10% ficar em processo de saturação por aproximadamente três dias, a redução do coeficiente de permeabilidade em relação ao teor de 5% pode ter ocorrido devido ao aprisionamento de bolhas de ar na amostra ensaiada. Porém, de maneira geral identifica-se um aumento do coeficiente de permeabilidade conforme ocorre o incremento do teor de resíduos de borracha à mistura, principalmente devido à alteração da fração granular na mistura. Este comportamento é semelhante ao observado por Franco *et al.* (2011), que identificou acréscimo significativo deste coeficiente até o teor de borracha de 20% e variações pouco expressivas para teores maiores.



Fig. 7 - Coeficiente de permeabilidade para amostras com diferentes teores de resíduo de borracha de pneus.

4.4 - Ensaio de cisalhamento direto

As curvas tensão cisalhante e deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto referentes aos teores de 0 (solo puro), 10% e 20% de resíduo de borracha são apresentadas nas Figuras 8 a 10. Em relação à deformação vertical, o valor positivo refere-se à redução de volume e o valor negativo à dilatação da amostra durante o cisalhamento.

Na Figura 8 observa-se que a amostra de solo puro apresentou picos de resistência bem definidos para as tensões normais de 50 e 100 kPa, os quais ocorreram em deslocamentos horizontais da ordem de 1,5 mm. Nas demais curvas do solo puro e das misturas de solo com resíduos de borracha, a tensão cisalhante praticamente estabiliza-se com o aumento dos níveis de deslocamento horizontal. No solo puro a tensão cisalhante estabilizou com deslocamento de cerca de 2,0 mm e com o incremento do resíduo de borracha as misturas passaram a apresentar estabilização da tensão cisalhante a partir de 3,0 a 4,0 mm. Além disso, existe uma tendência de aumento do deslocamento horizontal necessário para a ruptura do corpo de prova, com o aumento do teor de borracha. Esse comportamento foi também observado por Chrusciak (2013), que afirma que a borracha acrescentada ao solo acaba por absorver certa energia que é aplicada ao solo e, por ser mais deformável, acaba por atenuar o pico de resistência.

As curvas de deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal demonstram que os corpos de prova de solo puro sofreram inicialmente uma contração muito baixa, passando a apresentar comportamento de aumento de volume durante o cisalhamento em todas as tensões normais aplicadas, com maior dilatação para os menores níveis de tensões normais. Para as misturas de solo com borracha, nota-se que todos os corpos de prova sofreram uma contração inicial, para deslocamentos entre 0,5 e 2,0 mm, para a seguir apresentarem um aumento de volume para maiores níveis de deslocamento. De maneira geral, os deslocamentos horizontais, nos quais as misturas apresentam compressão, aumentam com o acréscimo da porcentagem de resíduo na mistura.



Fig. 8 - Resultados do ensaio de cisalhamento direto em amostras de solo puro.



Fig. 9 - Resultados do ensaio de cisalhamento direto para a mistura com 10% de resíduo de borracha de pneus.



Fig. 10 - Resultados do ensaio de cisalhamento direto para a mistura com 20% de resíduo de borracha de pneus.

O comportamento de compressão, em níveis mais baixos de tensão normal, seguido de dilatação para maiores deslocamentos também foi observado por Franco *et al.* (2011). Esse comportamento está relacionado com as características granulométricas e elásticas da borracha, que com o deslocamento relativo entre as partículas passa a exercer uma pressão de expansão, contrária à tensão normal aplicada. De maneira geral, para os níveis de tensão normal mais elevados, as amostras das misturas de solo com o resíduo apresentaram comportamento de redução de volume nos pontos correspondentes às tensões de cisalhamento máximo. Exceção foi verificada na mistura com teor de borracha de 10% e tensão normal de 300 kPa, em que houve uma reduzida dilatação na ruptura de 0,07 mm (0,35%).

Na Figura 11, são apresentadas as perdas de resistência por teor de borracha em cada nível de tensão normal nominal aplicado. Nota-se que, de maneira geral, para os teores de borracha empregados, a porcentagem de redução diminui com o aumento da tensão normal.



Fig. 11 - Porcentagem de redução da resistência por teor de borracha em cada tensão normal nominal.

De posse das tensões cisalhantes máximas obtidas das curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento vertical foram traçadas as envoltórias de resistência por meio do critério de Mohr-Coulomb, seguindo as prescrições da ASTM D 3080 (2012). As envoltórias são apresentadas na Figura 12 e os valores de intercepto de coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ) correspondentes são apresentados no Quadro 2.

Quadro 2 – Síntese dos parâmetros	de resistência	para o solo puro	e misturas de solo com	1
	borracha.			

Teor de borracha	Intercepto de Coesão	Ângulo de atrito
(%)	(kPa)	(°)
0	123,5	27,1
5	4,4	40,9
10	28,8	39,4
15	31,5	34,6
20	32,0	36,7

Com os valores apresentados no Quadro 2, percebe-se uma acentuada diminuição do intercepto de coesão das misturas de solo com resíduos de borracha em relação ao solo puro. A mistura com teor de borracha de 5% apresentou o menor valor de coesão, de 4,4 kPa. Entretanto, na definição da envoltória, essa mistura foi apresentou a maior dispersão nos pares de valores de tensão normal e tensão de cisalhamento no plano de ruptura. Para as demais misturas o valor do intercepto de coesão apresentou uma variação entre 28,8 kPa e 32,0 kPa. Em contrapartida, o incremento do teor de borracha promoveu um aumento do ângulo de atrito interno, de 27,1° no solo puro para valores entre 34,6° a 40,9° nas misturas de solo com borracha, embora não possa ser definida uma tendência clara desta variação. O aumento do ângulo de atrito pelo acréscimo da borracha também foi evidenciado em outros estudos, como Franco *et al.* (2011) em uma areia argilosa, Tatlisoz *et al.* (1998) em solos arenosos e silto arenosos e Zornberg *et al.* (2004).



Fig. 12 - Envoltórias de ruptura para o solo puro e misturas de solo com borracha.

Os resultados apresentados na Figura 12 evidenciam que o teor de borracha que apresentou menor perda de resistência em relação ao solo puro situa-se próximo dos 10%, visto que este teor corresponde à mistura que apresentou a envoltória mais elevada em relação às demais. Nota-se, ainda, que a partir de valores de tensão normal superiores a 300 kPa a envoltória de tensões da mistura com 10% de borracha ultrapassa a envoltória de tensões do solo puro.

Tendo em vista que o peso específico seco máximo da mistura é menor do que a do solo puro, a utilização da mistura de solo com borracha em projetos de aterros que se assentem sobre solos mais deformáveis, ou de menor resistência, é uma alternativa viável. Apesar de promover redução da resistência ao cisalhamento para níveis de tensão normal menores que 300 kPa, o incremento da borracha ao solo proporciona diminuição do peso da camada, o que possibilita sua utilização como material de enchimento em obras geotécnicas (Anvari *et al.*, 2017; Mashiri *et al.*, 2015), promovendo uma tensão menor sobre o solo de base.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este estudo apresentou os resultados dos ensaios de compactação, permeabilidade de carga variável e cisalhamento direto realizados com objetivo de avaliar a viabilidade da incorporação de resíduos de borracha de pneus, provenientes do processo de recauchutagem, a um solo argiloso representativo da região oeste do Estado de Santa Catarina.

Os parâmetros de compactação, teor de umidade ótimo e peso específico seco máximo, mostraram-se bastante influenciáveis pelo teor de borracha de pneus. Esses parâmetros apresentaram redução de seus valores como consequência do incremento dos teores de resíduos adicionados à mistura, devendo-se, principalmente, à reduzida capacidade de absorção de água pelo resíduo de borracha de pneus e seu baixo valor de peso específico dos sólidos.

O coeficiente de permeabilidade mostrou uma tendência de crescimento com o incremento do teor de borracha de pneus adicionado a mistura, passando da ordem de 10⁻⁷ cm/s com o solo puro para a ordem de 10⁻⁵ cm/s na mistura contendo 20% de resíduo de borracha. A permeabilidade do solo puro corresponde aos valores típicos de solos finos com baixa permeabilidade. Por outro lado, as misturas com 15 e 20% de teor de borracha apresentaram valores de coeficiente de permeabilidade característicos de areias argilosas a areias finas.

As amostras de solo puro apresentaram picos de resistência bem definidos nos ensaios de cisalhamento direto com baixos valores de tensão normal. Por outro lado, as misturas de solo com borracha não apresentaram um pico de resistência bem definido, ocorrendo estabilização da tensão cisalhante a partir de deslocamentos horizontais maiores.

Em relação à variação do volume, constatou-se que as misturas de solo com borracha sofreram inicialmente uma contração passando apresentarem comportamento dilatante para deslocamentos horizontais maiores. Este comportamento está relacionado com as características granulométricas e elásticas da borracha.

As misturas apresentaram, de maneira geral, maior ângulo de atrito interno e menor coesão, se comparadas ao solo puro, pois o resíduo de borracha tende a comportar-se como um material granular dentro da amostra de solo. A mistura com teor de borracha de 10% apresentou a envoltória de resistência mais próxima à do solo puro, com resistência superior a este a partir de níveis de tensão normal maiores que 300 kPa.

Observou-se que, com um pequeno incremento de borracha ao solo, houve grande diminuição do intercepto de coesão. Este fato está relacionado com as características da borracha, que se comporta como um material granular no interior do solo, fazendo com que as misturas assumam comportamento similar ao de solos arenosos.

Por meio dos ensaios realizados, constata-se que o emprego da mistura de solo e resíduos de borracha de pneus como material de obras de engenharia só pode ser efetivado mediante análise e estudo criterioso do comportamento da mistura nas funções pretendidas. Obras que necessitem reduzir esforços em camadas inferiores do solo, empregando materiais de enchimento mais leves, podem utilizar a mistura de solo e teores de resíduos de borracha de pneus, devido à redução do peso específico seco obtido ao final da compactação. A mistura pode também ser empregada em obras que não requeiram condições de drenagem restritivas.

6 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT NBR 6457 (2016a). Amostras de solo Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 6502 (1995). Rochas e solos. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 6508 (1984). Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm Determinação da massa específica. Rio de Janeiro.

- ABNT NBR 7181 (2016b). Solo Análise granulométrica. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 7182 (2016c). Solo Ensaio de compactação. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 14545 (2000). Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR NM 45 (2006). Agregados Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro.
- ANIP (2016). Resultados dos fabricantes nacionais de pneus: 1° semestre de 2016. São Paulo, 2016. Disponível em: http://www.anip.com.br/arquivos/infografico_anip_1_semestre_2016.pdf>. Acesso em: 5 out. 2016.
- Anvari, S. M.; Shooshpasha, I.; Kutanaei, S. S. (2017). Effect of granulated rubber on shear strength of fine-grained sand. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, v.9, n.5, p.936-944, out. 2017.
- ASTM D3080/D3080M-11 (2012). Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- Brasil (1999). Resolução CONAMA nº 258, de de 26 de agosto de 1999. Diário Oficial da União, Reúplica Federativa do Brasil, Poder Executivo, Brasília, DF, 2 dez. 1999. Seção 1, p. 39. Disponível em: http://www.mma.gov.br/port/conama/legiabre.cfm?codlegi=258. Acesso em: 15 mar. 2016.
- Brasil (2009). Resolução CONAMA nº 416, de 30 de setembro de 2009. Diário Oficial da União, Reúplica Federativa do Brasil, Poder Executivo, Brasília, DF, nº 188, 1 out. 2009. Seção 1, p. 64-65. Disponível em: http://www.mma.gov.br/port/conama. Acesso em: 15 mar. 2016.
- Cetin, H.; Fener, M.; Gunaydin, O. (2006). *Geotechnical properties of tire-cohesive clayey soil* mixtures as a fill material. Engineering Geology, n. 88, p. 110-120, nov.
- Chrusciak, M. R. (2013). Análise da melhoria do solo utilizando fragmento de borracha. 91 f. Dissertação (Mestrado) Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 2013.
- Chrusciak, M. R.; Araujo, G. L. S. (2015). *Estudo da compactação de misturas de pedaços de pneu com solos finos*. In: VII Congresso Brasileiro de Geossintéticos e VIII Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, 2015, Brasília.
- Das, B. M. (2011). Fundamentos de Engenharia Geotécnica. 7. ed. São Paulo: Cengage Learning.
- Diemer, F.; Specht, L. P.; Strauss, D. A.; Pozzobon, C. E. (2008). Propriedades geotécnicas do solo residual de basalto da região de Ijuí/RS. Teoria e Prática da Engenharia Civil, Rio Grande, n. 12, p. 25-36.
- Edinçliler, A., Baykal, G.; Saygili, A. (2010). *Influence of different processing techniques on the mechanical properties of used tires in embankment construction*. Waste Management, v. 30, p. 1073-1080.
- Fioriti, C. F.; Ino, A.; Akasaki, J. L. (2007). Avaliação de blocos de concreto para pavimentação intertravada com adição de resíduos de borracha provenientes da recauchutagem de pneus. Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 7, n. 4, p. 43-54, out./dez.
- Franco, K. L. B.; Costa, Y. D. J.; Silva Jr., A. L. (2011). Caracterização Geotécnica de Misturas de Resíduos de Pneus e Solo Laterítico. In: VII Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental -VI Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, 2011, Belo Horizonte.

- Lagarinhos, C. A. F.; Tenório, J. A. S. (2013). Logística reversa dos pneus usados no Brasil. Polímeros, vol.23, n.1, p.49-58.
- Landi, D.; Vitali, S.; Germani, M. (2016). *Environmental analysis of different end of life scenarios of tires textile fibers*. Procedia Cirp, v.48, p.508-513.
- Machin, E. B.; Pedroso, D. T.; Carvalho, J. A. (2017). Technical assessment of discarded tires gasification as alternative technology for electricity generation. Waste Management, v. 68, p.412-420, out. 2017.
- Mashiri, M. S.; Vinod, J. S.; Sheikh, M. N.; Tsang, H. (2015) Shear strength and dilatancy behaviour of sand-tyre chip mixtures. Soils and Foundations, v.55, n.3, p.517-528, jun. 2015.
- Menegotto, M. L.; Bandeira, F. O.; Sartori, L.; Morais, M. (2016). Caracterização geotécnica preliminar do solo da Área Experimental da UFFS - Campus Chapecó. In: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2016, Belo Horizonte - MG. Anais... São Paulo: ABMS.
- Oboirien, B. O.; North, B. C. (2017). *A review of waste tyre gasification*. Journal of Environmental Chemical Engineering, v.5, n.5, p.5169-5178, out. 2017.
- Ramirez, G. G. D.; Casagrande, M. D. T.; Folle, D.; Pereira, A.; Paulon, V. A. (2015). Behavior of granular rubber waste tire reinforced soil for application in geosynthetic reinforced soil wall. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, vol. 8, nº 4, p.567-576, aug.
- Rissoli, A. L. C.; Araújo, G. L. S. (2014). Utilização de resíduos de pneus em obras geotécnicas. In: XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2014, Goiânia - GO. Anais... São Paulo: ABMS.
- Sayão, A. S. F. J.; Gerscovich, D. M. S.; Medeiros, L. V.; Sieira, A. C. C. F. (2009). Scrap tires: an attractive material for gravity retaining walls and soil reinforcement. Journal of Solid Waste Technology and Management, v.35, p.1-25.
- Scheibe, L.F. (1986). A geologia de Santa Catarina: sinopse provisória. Geosul, vol. 1, n. 1, p.7-38.
- Selung, C; Menegotto, M. L.; Menegotto, A. G. F.; Pavan, R. C. (2013). Avaliação de blocos de concreto para alvenaria com adição de resíduos de borracha de pneu. Holos Environment (Online), v.13, n.2.
- Tatlisoz, N., Edil, T. B., Benson, C. H. (1998). Interaction between reinforcing geosynthetics and soil-tire chip mixtures. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v.124, n.11, p.1109–1119.
- Zornberg, J. G.; Cabral, A. R.; Viratjandr, C. (2004). *Behaviour of tire shred sand mixtures*. Canadian Geotechnical Journal, v.41, n.2, p.227-241.

FATORES DE REDUÇÃO PARA FLUÊNCIA EM GEOCOMPOSTO DRENANTE

Reduction factors for creep in drainage geocomposites

Flávia Silva dos Santos* Ana Cristina Castro Fontenla Sieira **

RESUMO – A construção civil, muitas vezes considerada atrasada tecnologicamente quando comparada a outros setores, tem buscado incorporar novas tecnologias às suas atividades tradicionais. Na engenharia geotécnica, pode-se destacar o uso crescente dos materiais geossintéticos como evidência. O uso de geocompostos drenantes com a finalidade de captação e condução da água presente no solo tem se tornado cada vez mais frequente. Conhecer e compreender o comportamento deste tipo de material pode representar um dimensionamento mais preciso e, consequentemente, uma maior segurança na aplicação e redução de custos para implementação deste tipo de solução. O estudo busca medir o desempenho de um geocomposto drenante a partir de resultados de ensaios de laboratório para obtenção das características mecânicas, hidráulicas e de durabilidade do geossintético. Com os parâmetros obtidos foi feita uma correlação entre os ensaios de compressão, transmissividade e fluência. Deste modo foi possível fazer a previsão da redução na capacidade de vazão do material em longo prazo, estabelecendo fatores de redução quanto à fluência, específicos para este tipo de material. Baseando-se nos resultados obtidos, o material mostrou um desempenho considerado bastante satisfatório.

SYNOPSIS – Often considered technologically delayed compared to other sectors, civil construction seeks to incorporate new technologies in traditional activities. In geotechnical engineering, the crescent usage of geosynthetic materials can be emphasized as evidence. In this area, the applications of geosynthetics in the drainage functions deserve special attention. Often the reason for problems in construction, drainage requires special attention of the designer. Knowing and understanding the behavior of this type of material can represent a more precise designing and consequently greater security in the application and reduction of costs for the implementation of these solutions. This research aimed to study the performance of a drainage geocomposite through laboratory tests to determine the physical, mechanical, hydraulic and durability characteristics of the geosynthetics. Through the correlation between the compression, transmissivity and creep tests, it was possible to predict the reduction in the flow capacity of the material in the long term, establishing specific creep reduction factors for this type of material.

Palavras Chave - Fatores de redução, geocompostos drenantes, fluência.

Keywords - Reduction factors, draining geocomposites, fluency.

1 – INTRODUÇÃO

Geossintéticos são produtos poliméricos que encontram as mais diversas aplicações dentro da Engenharia Civil. O aumento na utilização deste tipo de material se deve a fatores como facilidade de instalação e custo competitivo.

Na engenharia geotécnica merecem destaque as aplicações dos geossintéticos nas funções de drenagem. Reconhecidamente a fonte de grandes problemas na construção civil, a drenagem exige atenção especial do projetista. No passado, as drenagens de muros eram executadas com fôrmas de

^{*} Engenheira Civil, Mestre, Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ). E-mail: proflavia@gmail.com

^{**} Professora Associada, DSc, Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ). E-mail: sieira@eng.uerj.br

madeira, utilizando-se a brita como material drenante, e o geotêxtil como filtro. Esse método resulta em um impacto ambiental maior, uma vez que usa agregados como meio drenante, além do custo mais elevado. Por esses motivos tem se tornado cada vez mais frequente o uso de geocompostos drenantes com a finalidade de captação e condução da água presente no solo. A instalação é mais rápida quando comparada ao processo anterior e resulta em uma espessura bem menor de superfície drenante.

O conhecimento e a compreensão do comportamento de geocompostos pode representar um dimensionamento mais acurado e, consequentemente, uma maior segurança na aplicação e redução de custos para implementação dessas soluções.

Geossintéticos são produtos poliméricos (sintéticos ou naturais) industrializados, desenvolvidos para aplicação em obras geotécnicas, desempenhando uma ou mais funções. Como um componente extremamente versátil, os geossintéticos encontram variados fins e são disponibilizados nas mais diversas formas, cada um adequado a um determinado uso ou necessidade.

O uso de geossintéticos tem dois objetivos principais Koerner (1997): eficiência no trabalho executado (por exemplo, sem deterioração do material ou perda excessiva) e o fator econômico (menor custo, maior durabilidade, maior vida útil e redução de custos de manutenção).

O número de geossintéticos no mercado é cada vez maior, tornando complexa a sua catalogação e classificação. Geotêxteis, geogrelhas, geocélulas, georredes, geomantas, geomembranas, geotubos e geoformas são alguns destes produtos encontrados facilmente no mercado. Tais produtos são destinados a diversas aplicações como controle de erosão, drenagem, filtração, proteção, reforço e separação.

Em especial este artigo busca aprofundar o conhecimento dos geocompostos drenantes, que consistem em um núcleo polimérico ao qual está ligado um geotêxtil sobre um ou ambos os lados. O núcleo polimérico constitui o meio de transmissão de líquido principal, enquanto o geotêxtil, dependendo das condições de contorno, atua como um filtro.

A versatilidade e a diversidade de materiais geossintéticos drenantes possibilitam a implantação deste tipo de material em diversos tipos de obras. Há uma sofisticação desta utilização conforme aumenta o conhecimento e a familiarização com as novidades que o mercado cria.

As principais vantagens da utilização deste tipo de geossintético são descritas por Vertematti (2015):

- Produtos uniformes, contínuos e flexíveis, que cumprem sua função mesmo quando aplicados em superfícies irregulares ou descontínuas;
- Redução na espessura dos sistemas drenantes, em comparação com as soluções convencionais, reduzindo escavações e permitindo um maior aproveitamento do espaço disponível;
- Facilidade de manuseio, podendo sua instalação ser mecanizada, o que permite significativa redução de cronogramas e custos;
- Leveza, em comparação com os agregados naturais, proporcionando menores sobrecargas nas estruturas e fundações das obras civis.

Como resultam da combinação de vários geossintéticos, a variedade de geocompostos drenantes é grande e se justifica também pelo fato de admitir a adequação às dificuldades a serem vencidas pelo projeto, proliferando na comunidade da Engenharia Civil ao longo dos últimos anos.

O presente trabalho surge da necessidade de um estudo mais detalhado sobre o comportamento de geocompostos drenantes, em especial do produto MacDrain 2L©. Com o objetivo de compreender o comportamento do material foi realizado um programa de ensaios que conta com a execução de ensaios de laboratório para investigação das características mecânicas, hidráulicas e de durabilidade do material. Além disso, são feitas correlações entre os resultados obtidos para realização de investigações quanto à capacidade de vazão do geocomposto em longo prazo.

1.1 - Dimensionamento de Sistemas Drenantes

O dimensionamento de sistemas drenantes envolve o conhecimento das solicitações impostas pelo projeto, a definição de fatores de segurança adequados e a aplicação dos métodos teóricos de determinação específicos para cada caso. De interesse deste artigo é o dimensionamento de sistemas drenantes verticais. Para tal, utiliza-se o traçado de uma rede de fluxo. Este traçado permite a estimativa da vazão, da poropressão e consequentemente dos gradientes hidráulicos. Definindo a relação entre as linhas de fluxo e equipotenciais (N_f/N_q) e aplicando a fórmula da vazão total em uma região de fluxo para meios isotrópicos e homogêneos, tem-se:

$$q_{calc} = k.h.\left(\frac{N_f}{N_q}\right) \tag{1}$$

onde k é o coeficiente de permeabilidade do solo; h é a perda de carga total; N_f é o número canais de fluxo; N_q é o número de perdas de carga unitária e q_{calc} é a vazão total.

1.2 - Vazão unitária de contribuição de projeto (qd)

A vazão unitária de contribuição de projeto é definida pela equação seguinte:

$$q_d = FS. q_{calc} \tag{2}$$

onde q_d é vazão unitária de contribuição de projeto; q_{calc} é a vazão unitária calculada pelo método teórico; FS é o fator de segurança, que leva em consideração as incertezas de cálculo.

1.2.1 – Capacidade de vazão planar do geossintético $(q_{p,i})$

A capacidade de vazão planar é obtida a partir do ensaio de transmissividade de acordo, por exemplo, com ASTM 4716 (2008).

1.2.2 – Capacidade de vazão admissível do geossintético (q_{adm})

Os valores de capacidade de vazão planar do geossintético $(q_{p,i})$ são absolutos e não consideram adversidades na utilização do geocompostos. Por esse motivo devem ser feitas considerações diversas abrangendo situações de operação do material através da introdução de fatores de redução como:

$$q_{adm} = \frac{q_{p,i}}{FR_{in} \times FR_{fl} \times FR_{cpq} \times FR_{cb}}$$
(3)

onde $q_{p,i}$ é a capacidade de vazão planar do geossintético; q_{adm} é a capacidade de vazão planar admissível do geossintético; FR_{in} é o fator de redução devido a intrusão do geotêxtil filtrante no núcleo drenante; FR_{fl} é o fator de redução devido à deformação por fluência do núcleo drenante ou do geotêxtil filtrante; FR_{cpq} é o fator de redução devido à colmatação química do núcleo drenante e FR_{cb} é o fator de redução devido à colmatação química do núcleo drenante e

No Quadro 1 constam os fatores de redução para georredes.

Aplicação	FR _{in}	FR _{fl}	FR _{cpq}	FR _{cb}
Campos esportivos	1,0 a 1,2	1,0 a 1,5	1,0 a 1,2	1,1 a 1,3
Camada de interrupção de capilaridade	1,1 a 1,3	1,0 a 1,2	1,0 a 1,5	1,1 a 1,3
Lajes e áreas suspensas	1,2 a 1,4	1,0 a 1,2	1,0 a 1,2	1,1 a 1,3
Muros de contenção, percolação de rochas fraturadas e taludes de solo	1,3 a 1,5	1,2 a 1,4	1,1 a 1,5	1,0 a 1,5
Colchões drenantes	1,3 a 1,5	1,2 a 1,4	1,0 a 1,2	1,0 a 1,2
Drenos superficiais para coberturas de aterros sanitários	1,3 a 1,5	1,1 a 1,4	1,0 a 1,2	1,2 a 1,5
Camada secundária de coleta de chorume (aterros sanitários)	1,5 a 2,0	1,4 a 2,0	1,5 a 2,0	1,5 a 2,0
Camada primária de coleta de chorume	1,5 a 2,0	1,4 a 2,0	1,5 a 2,0	1,5 a 2,0

Quadro 1 - Fatores de Redução para georredes (Koerner, 1997).

1.2.3 – Especificação do geossintético

A especificação do geossintético drenante baseia-se na correlação:

$$q_{adm} \ge q_d \tag{4}$$

Desta forma, para geocompostos drenantes tem-se:

$$q_{p,i} \ge FS \times FR_{in} \times FR_{fl} \times FR_{cpq} \times FR_{cb} \times q_{calc}$$
(5)

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

O material ensaiado é um geocomposto, exibido na Figura 1, produto destinado a drenagem, cujo núcleo é formado por uma geomanta tridimensional termosoldada a dois geotêxteis não-tecidos em todos os pontos de contato.



Fig. 1 – Amostra do geocomposto drenante.

Embora o núcleo do material seja composto por uma geomanta, neste artigo, o mesmo será designado como geocomposto drenante em conformidade com a nomenclatura adotada pelo fabricante.

A geomanta é fabricada com filamentos espessos de polipropileno, que por processos de extrusão e união por entrelaçamento, formam uma estrutura tridimensional que apresenta cerca de 90% de vazios em sua estrutura. O geotêxtil não-tecido consiste em uma manta têxtil fabricada com filamentos sintéticos dispostos aleatoriamente.

Durante a fabricação, ocorre a sobreposição do geotêxtil não-tecido com a geomanta, cuja aderência se dá por meio de processos térmicos. A geomanta atua como núcleo drenante, conduzindo o fluido a ser drenado, enquanto o geotêxtil trabalha como filtro, impedindo que as partículas de solos sejam carreadas para o interior da geomanta, o que pode causar a sua colmatação.

2.1 - Programa de Ensaios

A determinação das propriedades de um material é fundamental para o conhecimento do comportamento e desempenho do mesmo, com esse intuito foi realizado um programa de ensaios, constituído de ensaios de transmissividade, ensaios de fluência à compressão e ensaios de compressão a curto prazo.

2.1.1 – Ensaio de compressão

Os ensaios de compressão foram executados segundo a norma ASTM D6364 (1999), que estabelece os procedimentos para avaliação das deformações de um geossintético sob carga de compressão de curto prazo.

Os ensaios de compressão foram realizados em cinco corpos de prova com dimensões 120 mm x 120 mm. Durante o ensaio, foram registradas as cargas aplicadas e a compressão correspondente.

2.1.2 – Permeabilidade planar e transmissividade

A permeabilidade no plano (k_p) é função do esforço normal aplicado ao geossintético. Sendo assim, à medida que o geossintético comprime, a vazão no plano diminui. Como o volume percolado é função da espessura do geossintético, define-se a transmissividade (θ) , como o produto da permeabilidade planar pela sua espessura sob certa tensão normal de confinamento. A transmissividade exprime a capacidade que o geossintético possui de conduzir fluido no seu próprio plano:

$$\theta = k_p t \tag{6}$$

onde k_p é o coeficiente de permeabilidade no plano do geossintético e t é a espessura do geossintético.

O equipamento utilizado está esquematizado na Figura 2. Este equipamento é capaz de manter a carga hidráulica constante a diferentes níveis correspondendo aos gradientes hidráulicos desejados. Um registro do equipamento pode ser visto na Figura 3.

Para este ensaio foram selecionados três corpos de prova com o comprimento paralelo à direção de fabricação e três corpos de prova com o comprimento perpendicular à direção de fabricação com dimensões de 30 cm x 30 cm. Os ensaios foram realizados para tensões de 10, 20, 50 e 100 kPa e gradientes 1; 0,1 e 0,01.



Fig. 2 – Representação do ensaio de transmissividade (Santos, 2017).



Fig. 3 – Equipamento utilizado no ensaio de transmissividade (Santos, 2017).

2.1.3 – Fluência à compressão – Método SIM

Os ensaios de fluência foram realizados no laboratório do TRI Environmental, Inc. em Austin, Texas, EUA com apoio e gerenciamento pelo TRI Ambiental do Brasil Ltda. A norma adotada no ensaio é a ASTM D 7361(2012) que estabelece o método de ensaio acelerado para determinação de fluência à compressão de geossintéticos baseado na superposição de tempo e temperatura usando o método SIM (Stepped Isothermal Method).

O método SIM é um procedimento em etapas, onde alterações de temperatura são aplicadas para acelerar características de fluência viscoelásticas. Durante o ensaio, a tensão e a carga são monitoradas em função do tempo. Este método permite a estimativa da deformação do geocomposto em longo prazo. Uma das vantagens deste tipo de ensaio é a duração. Este ensaio permite determinar a deformação em longo prazo, o que pode ser feito pelo método SIM em um curto espaço de tempo, e que seria impraticável em um ensaio de fluência à compressão convencional. O equipamento utilizado neste programa de ensaios pode ser vizualizado na Figura 4.



Fig. 4 - Equipamento para ensaio de fluência à compressão - Cortesia TRI Ambiental do Brasil (Santos, 2017).

3 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 - Resultado do ensaio de compressão

A Figura 5 apresenta os resultados dos ensaios de compressão, com a correção no trecho inicial estabelecida na norma. Para obter a resistência à compressão de cada corpo de prova (CP) foi delimitada a seção de interesse através de alterações na escala do gráfico. Desta forma, foram determinadas as retas tangentes inferior e superior, conforme indica a norma ASTM 6364 (1999). Na Figura 6 pode-se observar os resultados dos ensaios para cada corpo de prova. O valor médio de resistência à compressão foi de 324 kPa, como mostra o Quadro 2. Para esta tensão, a deformação média foi de 67,54 %.



Fig. 5 - Resultados dos ensaios de compressão a curto prazo (Santos, 2017).

Corpo de Prova (CP)	Espessura inicial (mm)	Resistência à compressão (kPa)	Deformação (%)
1	13,99	322	67,84
2	13,26	331	63,92
3	12,44	348	72,10
4	12,95	313	67,82
5	13,3	306	66,04
Média	13,16	324	67,54
Desvio Padrão	0,57	16,39	3,01

Quadro 2 - Resultado dos ensaios de compressão a curto prazo (Santos, 2017)

Na Figura 6, pode-se observar com maior clareza o comportamento do material nas tensões de maior aplicação prática, próximas de 100 kPa. Nota-se que até o ponto em que as deformações atingem o valor de 50% o comportamento do material é muito próximo de um comportamento linear.



Fig. 6 - Resultados dos ensaios de compressão a curto prazo (Santos, 2017).

Para o cálculo da espessura residual, ou seja, a espessura do corpo de prova comprimido, foi determinada a tensão correspondente a cada nível de deformação e calculada a espessura residual a partir da média de espessura inicial das amostras, que foi de 13,16 mm. Observa-se que a compressão inicial para tensões inferiores a 200 kPa ocorre à uma taxa maior enquanto que, para tensões mais elevadas, a taxa de compressão é menor pois ocorre o confinamento do núcleo e uma tendência à estabilização da espessura (Figura 7).



Fig. 7 - Espessura residual média entre as cinco amostras ensaiadas (Santos, 2017).

3.2 - Resultados do ensaio de transmissividade

A Figura 8 apresenta os valores médios de capacidade de vazão obtidos para os diferentes gradientes ensaiados. Coerentemente, observa-se que a capacidade de vazão diminui com o aumento da tensão e cresce com o aumento do gradiente.



Fig. 8 - Resultados dos ensaios de transmissividade - Vazão vs tensão (Santos, 2017).

Como esperado, o acréscimo de tensão impacta de maneira significativa na redução da capacidade de vazão do geocomposto. Observa-se que essa capacidade sofre maior impacto para tensões inferiores a 50 kPa. Para tensões maiores, ocorre um maior confinamento do núcleo e redução dos poros, havendo uma tendência à estabilização da espessura e, consequentemente, da capacidade de vazão do geocomposto.

O tipo de apoio utilizado no ensaio de transmissividade foi rígido/rígido. Este tipo de apoio permite a condução de maior volume passante, uma vez que o material utilizado em apoios flexíveis pressiona o geotêxtil filtro para dentro do núcleo reduzindo a vazão.

Um estudo realizado por Zanziger et al. (2010) demostrou a influência do tipo de apoio na capacidade de vazão de geocompostos drenantes. Os autores executaram ensaios em dois laboratórios diferentes, e ensaiaram as amostras sob tensões de 20 kPa e 50 kPa. Foi realizado o ensaio de fluência e, para a determinação da vazão, as amostras foram retiradas em intervalos regulares e testadas com as mesmas condições de carga e apoio do ensaio de fluência. Foram ensaiadas as condições de apoio rígido/flexível (h/s) e rígido/rígido (h/h).

O estudo mostrou que a capacidade de escoamento de água quando utilizado o apoio rígido/rígido (h/h) é maior (Figura 9). Tal comportamento era esperado já que a placa de espuma pressiona o geotêxtil filtro de drenagem para dentro do núcleo e, portanto, uma menor capacidade de fluxo de água é medida.



Fig. 9 – Vazão em diferentes condições de apoio (Adaptado de Zanziger et al., 2010).

3.3 - Resultados dos ensaios de fluência à compressão

A tensão aplicada no ensaio de fluência à compressão foi de 50 kPa e a espessura inicial da amostra foi de 12,95 mm. Os resultados do ensaio podem ser vistos na Figura 10. Para um período de 100 anos, verifica-se que esta redução de espessura de 36,09%. Observa-se que esta redução é mais acentuada no primeiro ano.



Fig. 10 - Resultados dos ensaios de fluência à compressão – Método SIM - Espessura Residual vs Tempo (Santos, 2017).

3.4 - Previsão da vazão a longo prazo

Para prever a redução da capacidade de vazão do geocomposto para longos períodos de tempo será definida uma correlação que terá como base os ensaios de fluência à compressão, compressão a curto prazo e transmissividade.

Para estabelecimento desta correlação foi usada a metodologia desenvolvida por Muller et al. (2008). Esta abordagem começa com a determinação da tensão de compressão a curto prazo necessária para produzir uma determinada espessura residual originada pelo ensaio de fluência à compressão (Figura 11). De posse desta tensão, verifica-se no ensaio de transmissividade a vazão correspondente (Figura 12).





0379-9522 – Geotecnia nº 144 – novembro/noviembre/november 2018 – pp. 51-64 http://doi.org/10.24849/j.geot.2018.144.05 – © 2018 Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Fig. 12 – Determinação da capacidade de vazão (Santos, 2017).

A partir deste método, são estabelecidas as espessuras/deformações de interesse decorrentes do ensaio de fluência à compressão. Foram executados ensaios de compressão a curto prazo em cinco corpos de prova (com pequenas variações na espessura). Em função desta variação foi necessário encontrar as tensões médias entre os cinco corpos de prova, de modo a relacionar essas médias à espessura/deformação referente ao ensaio de fluência à compressão. De posse destas médias de tensão, foi selecionado o intervalo de interesse no gráfico do ensaio de transmissividade que relaciona as tensões determinadas às previsões de vazão a longo prazo.

A partir da correlação pode-se fazer a previsão da redução na capacidade de escoamento do geocomposto como mostra o Quadro 3. Cabe observar que essa previsão utiliza um ensaio de fluência cuja tensão constante é de 50 kPa, portanto deve-se ter em mente que todo o comportamento do material a longo prazo refere-se a este nível de carregamento. Deve-se levar em conta, também, a utilização de apoio rígido/rígido na realização do ensaio de transmissividade.

Os resultados apresentados na Figura 13 mostram que a redução da capacidade de vazão em longo prazo se mostra um pouco mais acentuada para o gradiente 1, porém pode-se constatar que a queda na capacidade de vazão se mostra muito semelhante para todos os gradientes.

O cálculo da redução da capacidade de vazão constante no Quadro 3 foi realizado a partir da razão entre a vazão obtida de acordo com as correlações entre os ensaios de transmissividade e fluência à compressão e a vazão inicial, retirada do ensaio de transmissividade a 50 kPa para os devidos gradientes.

A maior parte da deformação neste material ocorre nas primeiras horas de utilização, portanto, era esperado que a fase mais impactante na redução da vazão tenha ocorrido antes do primeiro ano e que, para longos prazos, a diminuição na condução de fluxo fosse pequena. O estudo mostra o grau de sensibilidade desta redução considerando um período de 100 anos. Baseando-se nos resultados, o material mostrou um desempenho considerado bastante satisfatório, uma vez que a tensão utilizada (50 kPa) é relativamente comum para as aplicações práticas.

Adicionalmente, pode-se estabelecer fatores de redução baseados nos resultados do Quadro 3. Observa-se que os fatores encontrados diferem dos valores orientados por Koerner (1997) e Vertematti (2015), cujas especificações se referem a geocompostos que utilizam georredes, embora ainda sejam úteis na estimativa para outros núcleos. Os resultados aqui exibidos fazem diferenciação entre gradientes e a estipulação dos fatores de redução por fluência considera a ocorrência do fenômeno para uma tensão específica de 50 kPa. O desempenho do material foi considerado satisfatório, uma vez que a tensão aplicada no ensaio de fluência representa condição de uso frequente do material. Os valores dos fatores de redução encontrados constam no Quadro 4.

Previsão de redução da capacidade de vazão em longo prazo						
Gradiente	1		0,1		0,01	
	(m³/s)m		(m³/s)m		(m³/s)m	
Vazão inicial à 50 kPa	0,000895	Vazão Residual	0,000218	Vazão Residual	0,0000605	Vazão Residual
1 ano	0,000426	48%	0,000095	44%	0,000026	43%
2 anos	0,00042	47%	0,00009	41%	0,000025	41%
5 anos	0,00038	42%	0,000081	37%	0,0000229	38%
10 anos	0,000363	41%	0,000078	36%	0,000022	36%
20 anos	0,000353	39%	0,000075	34%	0,000021	35%
50 anos	0,00034	38%	0,00007	32%	0,00002	33%
100 anos	0,000325	36%	0,000067	31%	0,000018	30%

Ouadro 3 - Vazão residual devido à fluência (Santos, 2017)

Ouadro 4 - Fatores de redução da capacidade de vazão devido à fluência à tensão de 50 kPa para um período de 100 anos (Santos, 2017)

Fatores de redução devido à deformação por fluência para uma previsão de 100 anos						
Gradiente	1	0,1	0,01			
Vazão inicial à 50 kPa	Fator de redução	Fator de redução	Fator de redução			
1 ano	2,1	2,29	2,33			
2 anos	2,13	2,42	2,42			
5 anos	2,36	2,69	2,64			
10 anos	2,47	2,79	2,75			
20 anos	2,54	2,9	2,88			
50 anos	2,63	3,11	3,03			
100 anos	2,75	3,25	3,36			

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve como objetivo a avaliação do desempenho de um geocomposto drenante a partir da realiação de ensaios de compressão, transmissividade e fluência à compressão. A pesquisa constou de um programa de ensaios de laboratório visando obter as características mecânicas, hidráulicas e de desempenho do geocomposto drenante em estudo.

O valor médio de resistência à compressão foi de 324 kPa, correspondendo a uma deformação média de 67,54 %. Observou-se, também, que a compressão ocorreu de maneira mais intensa para tensões inferiores a 200 kPa. Para tensões mais elevadas ocorre o confinamento do núcleo e uma tendência à estabilização da espessura do produto em estudo.

Nos ensaios de transmissividade, o acréscimo de tensão impactou de maneira significativa na redução da capacidade de vazão do geocomposto como esperado. Essa capacidade sofre maior impacto para tensões inferiores a 50 kPa.

A fluência à compressão do geocomposto foi estudada através do ensaio acelerado baseado na superposição de tempo e temperatura usando o método SIM. A tensão constante aplicada foi de 50 kPa e a espessura inicial da amostra foi de 12,95 mm. Com as informações obtidas no ensaio de fluência, pode-se constatar a redução de espessura para um período de 100 anos apresentando deformação de 36,09% para este tempo.

Com os dados obtidos através dos ensaios de fluência à compressão, transmissividade e compressão simples foram feitas correlações com o objetivo de prever a redução da capacidade de vazão do geocomposto para longos períodos de tempo. Cabe observar que essa previsão utilizou um ensaio de fluência cuja tensão constante é de 50 kPa, portanto deve-se ter em mente que todo o comportamento do material a longo prazo sofreu influência deste nível de carregamento. Os resultados mostraram que a redução da capacidade de vazão em longo prazo se mostra um pouco mais acentuada para o gradiente 1.

A maior parte da deformação neste material ocorre nas primeiras horas de utilização, portanto era esperado que a fase mais impactante na redução da vazão tenha ocorrido antes do primeiro ano e que, para longos prazos, a diminuição na condução de fluxo fosse pequena. Este estudo mostrou o grau de sensibilidade desta redução e ainda permitiu uma previsão para o período de 100 anos.

Ainda com os dados obtidos, foram calculados fatores de redução. Os valores obtidos neste estudo diferem dos valores orientados como estimativa por Koerner (1997) e Vertematti (2015), que variam de 1 a 2. Os resultados aqui exibidos fizeram diferenciação entre gradientes e a determinação dos fatores de redução por fluência considerou a ocorrência do fenômeno para uma tensão específica de 50 kPa. Verificou-se o bom comportamento do material considerando que a tensão aplicada no ensaio de fluência é representativa das condições de uso mais comuns do produto.

5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM D4716 (2008). Standard Test Method for Determining the (In-Plane) Flow Rate per Unit Width and Hydraulic Transmissivity of a Geosynthetic Using a Constant Head. West Conshohocken.
- ASTM D6364 (1999). Standard Test Method for Determining the Short-Term Compression Behavior of Geosynthetics. West Conshohocken.
- ASTM D7361 (2012). Standard Test Method for Accelerated Compressive Creep of Geosynthetic Materials Based on Time-Temperature Superposition Using the Stepped Isothermal Method. West Conshohocken.
- Koerner, R. M. (1997). Designing with Geosynthetics. 4º. ed. New Jersey: Prentice Hall. 761 p.
- Santos, F.S. (2017). *Estudo do Comportamento de Geocompostos Drenantes*. Dissertação de Mestrado, Universidade do Estado do Rio de Janeiro. 135 p.
- Müller, W. W.; Jakob, I.; Tatzky-Gerth, R. (2008). Long-Term Water Flow Capacity of Geosynthetic Drains and Structural Stability of Their Drain Cores. Geosynthetics International 15(6): pp.437–451.
- Vertematti, C. J. (2015). Manual Brasileiro de Geossintéticos. 2º. ed. Blucher. São Paulo. 570 p.
- Zanziger, H.; Sama, S. R; Dobrat, A. (2010). *Method for Direct Measurements of the Long-Term Water Flow Capacity of Drainage Geocomposites under Soft Bedding Conditions*. 9th International Conference on Geosynthetics. pp.1117-1120.

ARTIGOS A INCLUIR NO VOLUME TEMÁTICO "APLICAÇÃO DE MÉTODOS NUMÉRICOS EM OBRAS DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA"

ARTÍCULOS PARA INCLUIR EN EL VOLUMEN TEMÁTICO "APLICACIÓN DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN OBRAS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA"

PAPERS TO INCLUDE IN THE THEMATIC ISSUE "APPLICATION OF NUMERICAL METHODS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING WORKS"

> EDITORES/EDITORS: José Vieira de Lemos César Sagaseta Milán Márcio Muniz, de Farias

Prefácio/Prefacio/Foreword

José Vieira de Lemos César Sagaseta Márcio Muniz de Farias Editores convidados/Editores invitados/Guest Editors

O presente número temático da revista Geotecnia sobre "Aplicação de métodos numéricos em obras de Engenharia Geotécnica" engloba um conjunto de artigos que refletem bem a importância atual da modelação numérica nesta área. Na realidade, os modelos numéricos têm-se afirmado como ferramenta indispensável, não só na investigação, mas também nas várias fases da prática geotécnica, desde a conceção e projeto até à avaliação do comportamento observado. Esta diversidade de aplicações, e das metodologias adequadas a cada uma delas, é bem representada pelos trabalhos publicados.

Sobre o comportamento fundamental dos geo-materiais, são abordadas a modelação constitutiva de solos e a micro-modelação da fratura de rochas. O artigo de **Rafaela Cardoso** (Cardoso, 2018) analisa o comportamento evolutivo de margas compactadas, utilizando em primeiro lugar um modelo de elementos finitos pormenorizado para estudar os mecanismos de degradação de um fragmento rochoso. Em seguida, foi desenvolvido um modelo constitutivo para as margas compactas, que permitiu a reprodução dos resultados experimentais, e constitui uma ferramenta de simulação para modelos de meio contínuo. **Candeias, Monteiro Azevedo e Braga Farinha** (Candeias et al., 2018) estudam a fratura de materiais rochosos com base num modelo de partículas esféricas 3D. Neste caso, a representação numérica discreta é comparada diretamente com os resultados de ensaios laboratoriais de provetes de rocha, o que permite a calibração das relações constitutivas elementares que regem a interação mecânica entre partículas. A consideração de uma discretização em poliedros de Voronoi sobreposta ao sistema de partículas permite uma definição mais rigorosa da superfície de contacto, melhorando o desempenho do modelo.

Os modelos numéricos têm mostrado grande aptidão para apoiar a interpretação de ensaios de campo. Lamas, Espada, Muralha e Lemos (Lamas et al., 2018) apresentam uma metodologia para estimar o campo de tensões inicial em maciços rochosos, a partir de ensaios de medição de tensões in situ, recorrendo a modelos numéricos com configurações complexas, representando as estruturas geológicas, a topografia do terreno e as galerias subterrâneas onde são feitas as medições. As simulações numéricas permitem inferir um campo de tensões consistente que aproxima mais fielmente os valores obtidos in situ.

A modelação do comportamento de obras subterrâneas é tema de dois artigos. Armando Antão (Antão, 2018) aborda a questão da estabilidade de túneis superficiais sem suporte, com base numa formulação de plasticidade, analisando em particular a influência da hipótese de não resistência à tração do material. O artigo de Lopes, Alves Costa, Silva Cardoso e Calçada (Lopes et al., 2018) analisa a propagação de vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário em túneis, propondo um modelo de elementos finitos com base numa formulação do tipo 2.5D, que permite respeitar as condições de fronteira dinâmicas para o domínio semi-indefinido. Apresentam uma validação do modelo face a soluções analíticas e a outros modelos numéricos, e um conjunto de estudos paramétricos para avaliar a influência de algumas propriedades do túnel e do solo.

As obras geotécnicas deparam-se com inúmeros problemas de grande complexidade, nomeadamente envolvendo o comportamento de sistemas acoplados, e sua evolução ao longo do

tempo. A questão da modelação de drenos verticais e colunas de brita em aterros sobre solos moles é abordada por **Melentijevic**, **Moreno Robles e Martín Blanco** (Melentijevic et al., 2018). O artigo discute a questão da representação do problema tridimensional por um modelo simplificado 2D, e apresenta um exemplo de aplicação onde se compara a evolução dos assentamentos e dissipação dos excessos de pressão para os dois tipos de representação.

O conjunto de artigos que integram o presente número da revista reflete bem a capacidade atual dos métodos de modelação numérica para representar a diversidade e complexidade dos problemas que se colocam à Engenharia Geotécnica. Os Editores deste número temático gostariam de agradecer o contributo de todos os autores, desejando que esta publicação seja proveitosa para a comunidade geotécnica.

El presente número temático de la revista Geotecnia sobre "Aplicación de métodos numéricos en obras de Ingeniería Geotécnica" engloba un conjunto de artículos que reflejan bien la importancia actual de la modelación numérica en esta área. En realidad, los modelos numéricos se han afirmado como herramienta indispensable, no sólo en la investigación, sino también en las diversas fases de la práctica geotécnica, desde la concepción y proyecto hasta la evaluación del comportamiento observado. Esta diversidad de aplicaciones, y de las metodologías adecuadas a cada una de ellas, está bien representada por los trabajos publicados.

Sobre el comportamiento fundamental de los geo-materiales, se abordan la modelación constitutiva de suelos y la micro-modelización de la fractura de rocas. El artículo de **Rafaela Cardoso** (Cardoso, 2018) o analiza el comportamiento evolutivo de margas compactadas, utilizando en primer lugar un modelo de elementos finitos detallado para estudiar los mecanismos de degradación de un fragmento rocoso. A continuación, se desarrolló un modelo constitutivo para las margas compactas, que permitió la reproducción de los resultados experimentales, y constituye una herramienta de simulación para modelos de medio continuo. **Candeias, Monteiro Azevedo y Braga Farinha** (Candeias et al., 2018) estudian la fractura de materiales rocosos con base en un modelo de partículas esféricas 3D. En este caso, la representación numérica discreta es comparada directamente con los resultados de ensayos de laboratorio de probetas de roca, lo que permite la calibración de las relaciones constitutivas elementales que rigen la interacción mecánica entre partículas. La consideración de una discretización en poliedros de Voronoi sobrepuesta al sistema de partículas permite una definición más rigurosa de la superficie de contacto mejorando el desempeño del modelo.

Los modelos numéricos han mostrado una gran aptitud para apoyar la interpretación de los ensayos de campo. Lamas, Espada, Muralha y Lemos (Lamas et al., 2018) presentan una metodología para estimar el campo de tensiones inicial em macizos rocosos, a partir de ensayos de medición de tensiones in situ, recorriendo a modelos numéricos con configuraciones complexas, representando las estructuras geológicas, la topografía del terreno e las galerías subterráneas onde son hechas las mediciones. Las simulaciones numéricas permiten inferir un campo de tensiones consistente que aproxima más fielmente los valores obtenidos in situ.

La modelación del comportamiento de obras subterráneas es tema de dos artículos. Armando Antão (Antão, 2018) aborda la cuestión de la estabilidad de túneles superficiales sin soporte, sobre la base de una formulación de plasticidad, analizando en particular la influencia de la hipótesis de no resistencia a la tracción del material. El artículo de Lopes, Alves Costa, Silva Cardoso y Calçada (Lopes et al., 2018) analiza la propagación de vibraciones inducidas por el tráfico ferroviario en túneles, proponiendo un modelo de elementos finitos sobre la base de una formulación del tipo 2.5D, que permite respetar las condiciones de frontera dinámicas para el dominio semi-definido. Se presenta una validación del modelo frente a soluciones analíticas ya otros modelos numéricos, y un conjunto de estudios paramétricos para evaluar la influencia de algunas propiedades del túnel y del suelo.

Las obras geotécnicas se enfrentan a innumerables problemas de gran complejidad, en particular involucrando el comportamiento de sistemas acoplados, y su evolución a lo largo del tiempo. La cuestión de la modelación de drenes verticales y columnas de grava en terraplenes sobre suelos blandos es abordada por **Melentijevic**, **Moreno Robles y Martín Blanco** (Melentijevic et al., 2018). El artículo discute la cuestión de la representación del problema tridimensional por un modelo simplificado 2D, y presenta un ejemplo de aplicación donde se compara la evolución de los asentamientos y disipación de los excesos de presión para los dos tipos de representación.

El conjunto de artículos que integran el presente número de la revista refleja bien la capacidad actual de los métodos de modelado numérico para representar la diversidad y complejidad de los problemas que se plantean a la Ingeniería Geotécnica. Los Editores de este número temático quisieran agradecer la contribución de todos los autores, deseando que esta publicación sea provechosa para la comunidad geotécnica.

The present thematic issue on "Application of numerical methods in Geotechnical Engineering" comprises a set of papers which fully reflect the importance that numerical modelling has attained in this field. In fact, numerical models have become an indispensable tool, not only in research, but also in all the aspects of geotechnical practice, from the design stage to the assessment of the monitored behaviour. This wide range of applications, implying different approaches suitable to each case, is well represented in the contributed papers.

The fundamental behaviour of geomaterials is addressed in two papers, regarding soil constitutive modelling and micro-modelling of rock fracture. **Rafaela Cardoso** (Cardoso, 2018) examines the evolutive behaviour of compacted marls, firstly by using a detailed finite element model to study the mechanisms of degradation of a rock fragment. Then, a constitutive model for compacted marls is developed, which provides a good match of the experimental evidence, and is an essential tool for simulations with continuous representations. **Candeias, Monteiro Azevedo and Braga Farinha** (Candeias et al., 2018) address rock fracture by means of a 3D spherical particle model. In this case, the discrete numerical representation is directly compared with the results of laboratory tests on rock specimens, allowing the calibration of the elementary constitutive relations that govern the mechanical interaction between particles. The superposition of a Voronoi polyhedral tessellation on the particle assembly provides a more rigorous definition of the contact surfaces, enhancing the model performance.

Numerical models have proved very apt in supporting the interpretation of field test data. **Lamas, Espada, Muralha and Lemos** (Lamas et al., 2018) propose a methodology for estimation of the in situ state of stress in a rock mass, resorting to numerical models with complex configurations, representing the geological features, the surface topography, and the underground galleries where the measurements are made. The numerical simulations allow the inference of a consistent stress field which best approximates the in situ data.

The behaviour of underground excavations is covered in two papers. Armando Antão (Antão, 2018) addresses the stability of near surface tunnels without support, assuming a plasticity formulation for the soil. The paper examines specifically the influence of the assumption of null tensile strength of the material on the results. The paper by Lopes, Alves Costa, Silva Cardoso and Calçada (Lopes et al., 2018) analyses the propagation of vibrations caused by railway traffic in tunnels, proposing a finite element model employing a 2.5D formulation, which provides the appropriate dynamic boundary conditions for the unbounded medium. The model is validated against analytical solutions and other numerical models. Parametric studies are presented which display the influence of various tunnel and soil properties.

Geotechnical works face many problems of great complexity, namely involving the response of coupled systems, and their time evolution. The paper by **Melentijevic**, **Moreno Robles and**

Martín Blanco (Melentijevic et al., 2018) addresses the modelling of vertical drains and stone columns in soft cohesive soils for the foundation of embankments. The issues involved in the representation of the three-dimensional problem by a simplified 2D model are discussed, and an application study is presented which compares the evolution of settlements and of the dissipation of excess pore water pressures for both analysis approaches.

The set of papers included in the present issue clearly demonstrates the current capabilities of the numerical modelling methods in the representation of the diversity and complexity of the problems facing Geotechnical Engineering. The Editors of this thematic issue would like to express their appreciation for all the authors' contributions and their expectation that this publication proves valuable for the geotechnical community.

José Vieira de Lemos, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal César Sagaseta, Universidad de Cantabria, Santander, España Márcio Muniz de Farias, Universidade de Brasília, Brasil

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Antão, A. N. (2018). Influência da truncatura em tracção na estabilidade em condições não drenadas de túneis superficiais sem suporte. Geotecnia, 143, 201-211.
- Candeias, M.; Azevedo, N. M.; Farinha, M. L. B. (2018). Modelo de partículas 3D para o estudo da fratura em rocha com base em diagramas de Voronoi da estrutura granular. Geotecnia, 143, 171-197.
- Cardoso, R. (2018). Modelação do comportamento evolutivo de margas compactadas considerando a presença dos fragmentos. Geotecnia, 143, 141-170.
- Lamas, L.; Espada, M.; Muralha, J.; Vieira de Lemos, J. (2018). Aplicação de métodos numéricos na interpretação de resultados de medições de tensões em maciços rochosos. Geotecnia, 143, 113-140.
- Lopes, P.; Alves Costa, P.; Cardoso, A. S.; Calçada, R. (2018). Modelação 2.5D MEF-PML de vibrações induzidas em túneis. Geotecnia, 144, 89-118.
- Melentijevic, S.; Robles, J. M.; Blanco, P. M. (2018). Modelización numérica de los drenes verticales. Geotecnia, 144, 71-87.
MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE LOS DRENES VERTICALES

Numerical modelling of vertical drains

Svetlana Melentijevic* Javier Moreno Robles** Pablo Martín Blanco***

RESUMEN - La instalación de los drenes verticales (columnas de grava y drenes mecha) en terrenos blandos cohesivos es una técnica de mejora del terreno frecuentemente utilizada para la cimentación de los terraplenes. Conjuntamente con aplicación de la precarga permiten acelerar la consolidación del terreno. Este artículo presenta los métodos de la modelización numérica de los drenes verticales, cuyo comportamiento tiene carácter tri-dimensional. Se estudia la evolución de los asientos y disipación de los excesos de las presiones intersticiales durante el proceso de consolidación. Para facilitar los cálculos bi-dimensionales, es necesario transformar el fluio radial correspondiente al dren vertical en términos de una célula unitaria a las condiciones de deformación plana. Adicionalmente en el caso de las columnas de grava se requiere la coincidencia en términos de rigidez. Por ese motivo se requiere la conversión de determinados parámetros geotécnicos necesarios para conseguir la equivalencia en los tiempos de consolidación y de los asientos en los modelos tri-dimensionales y bidimensionales. En este artículo se presentan diferentes métodos existentes de transformación de permeabilidades entre la célula unitaria y el modelo en deformación plana, que se pueden conseguir igualando las condiciones de permeabilidad y/o geometría. Se presenta un ejemplo de aplicación contrastando los resultados obtenidos de asientos y disipación de los excesos de presiones intersticiales durante la consolidación. Al final del artículo se presenta un estudio de diferentes mecanismos de rotura de las columnas de grava en función de su posición debajo del terraplén.

SYNOPSIS – The installation of vertical drains (stone columns and wick drains) in soft cohesive soils is a soil improvement technique frequently used for the foundation of embankments. Its application with preloading allows the acceleration of the consolidation of soil. This paper presents the numerical methods for modelling of vertical drains whose behaviour is of the tri-dimensional character. The evolution of settlements and dissipation of the excess of the pore water pressure during the consolidation is studied. To facilitate the two-dimensional analysis, it is necessary to transform the radial flow corresponding to the vertical drain in terms of a unit cell to the plane strain conditions. Additionally, in the case of stone columns, the equivalence of the deformability is required as well. For this reason, the conversion of certain geotechnical parameters is necessary to achieve the equivalence in consolidation grade and settlements in three-dimensional and two-dimensional models. This paper presents different existing methods of permeability transformation between the unit cell and the plane strain model that can be achieved by matching the permeability and/or geometry conditions. An example of the application is presented contrasting the obtained results of settlements and dissipation of excess pore water pressure during the consolidation. Finally, the failure mechanism of stone columns is studied in function of their position under the embankment load.

Palabras Clave - Drenes prefabricados, columnas de grava, modelización numérica.

Keywords - Wick drains, stone columns, numerical modelling.

^{*} Facultad de Ciencias Geológicas, Universidad Complutense de Madrid. E-mail: svmelent@ucm.es

^{**} Laboratorio de Geotecnia, CEDEX. E-mail: javier.moreno@cedex.es

^{***} Tresca Ingenieria, E-mail: Pablomb1991@gmail.com

1 – INTRODUCCIÓN

Actualmente existen diferentes técnicas de mejora del terreno tipo inclusiones que proporcionan aumentos de la capacidad portante del terreno, disminución de los asientos, aceleración del proceso de consolidación, etc. Las técnicas ampliamente utilizadas para la mejora del terreno blando cohesivo que constituye el cimiento de los terraplenes son los drenes verticales, tanto del tipo de drenes prefabricados (PVD) como de columnas de grava (CG). Se suelen instalar en patrones de distribución uniforme, mayoritariamente de forma triangular o cuadrada.

El uso de los PVD en el terreno blando tiene como objetivo la aceleración del proceso de consolidación considerando su permeabilidad elevada en comparación con el terreno natural. Dada su rigidez despreciable, no afectan a la reducción de la deformabilidad del terreno natural ni tampoco a la disminución de los asientos inducidos por la sobrecarga de los terraplenes.

Las CG tienen los parámetros geotécnicos, tales como el módulo de deformabilidad, la resistencia al corte y la permeabilidad, más elevados que el terreno natural. La instalación de las CG en el terreno blando debajo de los terraplenes en comparación con el terreno natural sin tratamiento presenta las siguientes ventajas: el aumento de la capacidad portante, la aceleración del proceso de la consolidación dada la disipación rápida de los excesos de las presiones intersticiales generadas por la aplicación de la carga, la reducción de los asientos totales y diferenciales producidos, la mejora de la estabilidad de los taludes de terraplenes y de laderas naturales y la reducción del potencial a licuefacción. La rigidez elevada de las CG en comparación con el terreno blando influye en la reducción de la transmisión de carga del terraplén al terreno blando disminuyendo la generación de las presiones intersticiales. En este artículo se estudiará solamente la aplicación de las CG en la disminución de los asientos y aceleración del proceso de consolidación.

El comportamiento del conjunto del terraplén, suelo y drenes verticales depende de la interacción entre los mismos. Por lo general, para el análisis numérico de los terraplenes cimentados sobre los terrenos mejorados con inclusiones se introducen las simplificaciones para aplicar los modelos bidimensionales (2D) en deformación plana, aunque el comportamiento real es tridimensional (3D). Los modelos 3D suelen ser robustos suponiendo un esfuerzo computacional muy elevado. Para la aplicación de los modelos 2D se requiere realizar hipótesis distintas dado que no se puede usar la geometría y las propiedades geotécnicas reales, sino que es necesario realizar las equivalencias oportunas entre el comportamiento de las inclusiones correspondiente a las condiciones axisimétricas y las de deformación plana.

La modelización numérica del proceso de consolidación de los drenes verticales se realiza mediante el modelo de la célula unitaria. La base de la aplicación de este modelo simplificado es el uso de un gran número de los drenes verticales (PVD y CG) uniformemente distribuidos sobre el área extensa bajo carga uniformemente repartida. Tal caso se representa en la zona central de los terraplenes siendo el comportamiento de una única célula (dren vertical y el terreno circundante correspondiente) representativo para toda el área. Debido a las condiciones de simetría, en las superficies laterales de la célula unitaria solamente se permite desplazamiento vertical y el flujo de agua vertical.

La solución del modelo en deformación plana equivalente se desarrolló comparándola con la teoría simple de consolidación alrededor del dren vertical en condiciones axisimétricas por Hansbo (1981) (Hird et al, 1992). Las propiedades geotécnicas de los drenes verticales en condiciones de célula unitaria se tienen que transformar en las pantallas equivalentes en deformación plana. Debido a que los PVD poseen una rigidez insignificante, el problema de su análisis numérico se reduce solamente al estudio de consolidación. En el caso de las CG, adicionalmente se ha de tener en cuenta su rigidez.

La permeabilidad y la rigidez tanto del suelo blando como de los drenes verticales se tiene que adaptar al modelo 2D en deformación plana para representar adecuadamente el comportamiento deformacional y las condiciones de drenaje. Se han desarrollado las formulaciones de conversión de la permeabilidad entre los modelos 3D y 2D, presentadas por Hird et al. (1992, 1995) e Indraratna y

Redana (1997, 2000). Estas soluciones incluyen los efectos de instalación ("smear effects") de los drenes verticales a las condiciones de drenaje y de consolidación. Para tener en cuenta la rigidez de las CG, las soluciones de conversión de los modelos 3D y 2D se han ampliado (Tan y Oo, 2005).

Los métodos de transformación de los parámetros geotécnicos mediante los métodos numéricos han sido contrastados con las soluciones analíticas existentes para los drenes prefabricados (Barron, 1948; Hansbo, 1981) y para las columnas de grava (Balaam y Booker, 1981; Han y Ye, 2001) por varios autores (Hird et al., 1992, 1995; Tan y Oo, 2005; Tan et al., 2008; etc.), y por lo tanto no se presentan en este estudio. Dicha comparación presenta variaciones de 8 a 20% entre la solución numérica y solución analítica en condiciones axisimétricas (Tan y Oo, 2005; Tan et al., 2008).

Los programas de elementos finitos resuelven el análisis del terraplén bajo hipótesis de deformación plana, permitiendo modelizar las fases del proceso constructivo. En este artículo se presentan los métodos de modelización numérica de los drenes verticales instalados en el terreno blando debajo de terraplenes, empleando análisis 2D y 3D mediante el programa de los elementos finitos Plaxis, aplicándolo a un ejemplo. Se presentan los resultados obtenidos en términos de asientos y disipación de los excesos de presiones intersticiales después de la construcción del terraplén.

Aparte del estudio de la consolidación y la evolución de los asientos con el tiempo del terreno blando mejorado con CG que constituye el cimiento del terraplén, la modelización numérica, tanto en condiciones 3D como en condiciones 2D en deformación plana, permite analizar el modo de rotura de cada una de las CG en función de su posición debajo del terraplén. En este estudio se presenta un ejemplo de análisis numérico en 3D y 2D contrastándolo con el método tradicional de análisis numérico del modelo homogeneizado en 2D. Este modelo homogeneizado es ampliamente usado por simplificar geométricamente el estudio geotécnico. Las propiedades geotécnicas equivalentes del terreno homogeneizado se obtienen ponderando los parámetros geotécnicos de las CG y el terreno circundante con su correspondiente área introduciendo el factor de reemplazamiento (a_s). Su aplicación es recomendable solamente en el estudio de los asientos, pero no permite analizar el problema geotécnico a nivel detallado en el terreno, i.e. no se puede estudiar la concentración de las tensiones en las columnas y el terreno circundante, la consolidación del terreno de cimiento de los terraplenes, la estabilidad de los terraplenes, etc.

2 – BASE TEORICA DE CONSOLIDACIÓN

El estudio de la consolidación del terreno mejorado mediante PVD y/o CG abarca diferentes soluciones analíticas. Barron (1948) ha desarrollado el método de análisis de consolidación en condiciones axisimétricas para drenes de arena, que ha sido ampliado para su aplicación en PVD para incluir los efectos de instalación por hinca y capacidad de drenaje (Hansbo, 1981). Las hipótesis de estos métodos consideran representativa la deformación vertical uniforme, y que no hay reparto de cargas entre el suelo y PVD debido a su escasa rigidez.

En el caso del estudio de la consolidación radial alrededor de las CG bajo carga uniforme constante las soluciones analíticas más utilizadas son las de Balaam y Booker (1981), Han y Ye (2001), Castro y Sagaseta (2009), etc. Estos métodos han sido desarrollados para incluir el efecto de distribución de carga entre columnas y suelo y su variación con el tiempo. También se tienen en cuenta las componentes verticales y radiales de la deformación.

Considerando que la mejora del terreno debajo de los terraplenes tiene en cuenta el término grupo para todos los tipos de inclusiones, se puede asemejar el comportamiento de una célula unitaria a todos los elementos de tipo inclusiones, tales como los drenes verticales en este caso. Para poder realizar el análisis 2D de los terraplenes se debe establecer la equivalencia conveniente entre las condiciones axisimétricas y de deformación plana tanto en términos del grado o tiempo de consolidación (PVD, CG) como en requisitos de rigidez (CG).



Fig. 1 – Célula unitaria en condiciones axisimétrica y de deformación plana (Hird et al., 1995).

Las características geométricas de la célula unitaria en condiciones de modelo axisimétrico y de deformación plana se observan en la Figura 1. El elemento del suelo cilíndrico (R) que tiene un comportamiento axisimétrico debe transformarse en un elemento continuo tipo panel (B) para reproducir las condiciones de deformación plana. Se observa alrededor del dren vertical (r_w , b_w) una zona del terreno con el efecto de instalación de drenes verticales ("smear zone") (r_s , b_s), que tiene una reducción de la permeabilidad original del suelo generando la disminución del coeficiente de permeabilidad en dicha zona.

Tradicionalmente el diseño de las CG se basa en la estimación de los asientos aplicando el método homogeneizado, ponderando los parámetros de resistencia y deformabilidad en función del factor de sustitución (a_s) para representar el conjunto del material virtual suelo-columna. El factor de sustitución representa la relación entre el área de la columna y el área tributaria del suelo correspondiente a la columna (a_s=A_c/A_s). Sin embargo, este tipo de análisis no proporciona datos de las tensiones desarrolladas en el terreno y en las columnas, y tampoco permite realizar el análisis de consolidación.

2.1 - Drenes verticales prefabricados

De acuerdo con Hird et al. (1992), para el estudio de drenes tipo PVD las hipótesis empleadas en la solución de equivalencia del grado de consolidación en el modelo axisimétrico (U_{ax}) y el modelo en deformación plana (U_{pl}) son: a) terreno homogéneo en términos de permeabilidad y compresibilidad, b) comportamiento independiente de cada dren, c) drenaje se realiza solamente en la dirección horizontal. Dicha conversión de los grados de consolidación se puede lograr mediante uno de los siguientes métodos:

 Equivalencia de permeabilidad (método 1 PVD): se mantiene la geometría en los modelos axisimétrico y de deformación plana (B=R) variando el coeficiente de permeabilidad del modelo (k_{hax} ≠k_{hp}):

$$\frac{k_{hp}}{k_{hax}} = \frac{2}{3\left[ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_{hax}}{k_s}\right)ln(s) - \frac{3}{4}\right]}$$
(1)

 Equivalencia geométrica (método 2 PVD): se mantiene el coeficiente de permeabilidad entre los modelos axisimétrico y de deformación plana (k_{hax}=k_{hp}) variando la geometría del modelo (B≠R):

$$\frac{B}{R} = \left\{\frac{3}{2} \left[ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_h}{k_s}\right) ln(s) - \left(\frac{3}{4}\right) \right] \right\}^{0.5}$$
(2)

3. Equivalencia combinada de geometría y de permeabilidad (método 3 PVD): se adopta la geometría del modelo de deformación plana ($B\neq R$) obteniendo el coeficiente de permeabilidad correspondiente en deformación plana ($k_{hax} \neq k_{hp}$):

$$\frac{k_{hp}}{k_{hax}} = \frac{2B^2}{3R^2 \left[ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_{hax}}{k_s}\right) ln(s) - \frac{3}{4} \right]}$$
(3)

siendo:

- k_{hax}, k_{hp} coeficiente de permeabilidad horizontal en condiciones axisimétrica y de deformación plana;
- k_s permeabilidad horizontal en la zona del efecto de la instalación del dren ("smear zone");
- R, B dimensiones de la célula unitaria en las condiciones axisimétricas y de deformación plana; r_c – radio del dren;
- r_s radio de la zona de influencia de la instalación del dren;
- n-relación de separación de drenes (n=R/r_c);
- s factor de medida de la zona del efecto de la instalación con respecto a las dimensiones de dren (s=r_s/r_c).

2.2 – Columnas de grava

El esquema simplificado de CG de las condiciones geométricas para el modelo axisimétrico (r_c) y de deformación plana (espesor equivalente b_c) para los dos métodos definidos a continuación se representa en la Figura 2.



Fig. 2 – Sección transversal de la célula unitaria de CG en condiciones axisimétrica y de deformación plana (Tan et al., 2008).

Los métodos desarrollados para los drenes tipo PVD se han ampliado para el estudio de CG introduciendo la equivalencia en rigideces verticales de las columnas en 3D y en 2D ($EA_{3D}=EA_{2D}$) cuya desestimación podría infravalorar el cálculo de los tiempos y los grados de consolidación. Son de aplicación los siguientes dos métodos para conseguir equivalencia entre los modelos axisimétrico y de deformación plana (Tan et al., 2008) (Figura 2):

 Equivalencia en permeabilidad (método 1 CG): se mantiene la geometría entre los modelos (B=R y r_c=b_c).

Para obtener la misma longitud de flujo de agua en la dirección horizontal, perpendicular al perímetro de la columna, se considera que el diámetro de la columna coincide con el espesor del panel equivalente en condiciones de deformación plana ($r_c=b_c$). Consiguientemente corresponde la equivalencia en geometría de la célula unitaria (B=R). En este método 1 de CG el factor de sustitución en condiciones de deformación plana (a_{sp}) es mayor que el factor de sustitución en condiciones (a_s).

Las propiedades de rigidez de las columnas entre el modelo axisimétrico (E_{cax}) y el modelo de deformación plana (E_{cp}) se ajustan de manera correspondiente al factor de sustitución (a_s). Las propiedades del suelo blando se mantienen iguales ($E_{sax}=E_{sp}$):

$$E_{cp} \cdot a_{sp} \cdot E_{sp} \cdot (1 - a_{sp}) = E_{cax} \cdot a_s + E_{sax} \cdot (1 - a_s)$$
(4)

$$\frac{k_{hp}}{k_{hax}} = \frac{F(n)_p}{F(n)_{ax}} \frac{B^2}{R^2} \left[\frac{m_{vs} m_{vc} (1 - a_s)}{m_{vc} (1 - a_s) + m_{vs} a_s} \right]_p \left[\frac{m_{vc} (1 - a_s) + m_{vs} a_s}{m_{vs} m_{vc} (1 - a_s)} \right]_{ax}$$
(5)

siendo:

 m_{vs} , m_{vc} – coeficiente de compresibilidad volumétrica del suelo y de la columna obtenido en base al módulo elástico y el coeficiente de Poisson:

$$m_{vs} = \frac{(1 - 2v_s)(1 + v_s)}{(1 - v_s)} E_s$$
$$m_{vc} = \frac{(1 - 2v_c)(1 + v_c)}{(1 - v_c)} E_c$$
(6)

 v_s , v_c – coeficiente de Poisson del suelo y de la columna;

E_s, E_c – módulo elástico del suelo y de la columna;

 a_s – factor de sustitución ($a_s=A_c/A_t$);

 A_c , A_t – área de la columna y área tributaria (columna + suelo);

F(n) – factor de espaciamiento entre drenes:

$$F(n) = \frac{n^2}{(n^2 - 1)} ln(n) - \frac{(3n^2 - 1)}{4n^2}$$
(7)

El valor del coeficiente de permeabilidad en la dirección vertical tiene poca influencia en el grado de consolidación, dado que el flujo de agua es predominantemente horizontal, y por lo tanto se asume que los coeficientes de permeabilidad vertical coinciden en condiciones axisimétrica y de deformación plana ($k_{vax}=k_{vp}$).

2. Equivalencia en geometría (método 2 CG): se mantiene el coeficiente de permeabilidad horizontal en los modelos (k_{hax}=k_{hp}).

Se asume que las columnas tienen la misma capacidad de drenaje tanto en condiciones axisimétricas como en deformación plana. El área de la columna se considera igual en ambas condiciones, resultando la longitud de flujo en deformación plana mayor que en las condiciones reales debido al menor espesor del panel (b_c) equivalente que el diámetro real de la columna (r_c), lo cual conlleva la coincidencia del factor de sustitución en ambos modelos ($a_{sax}=a_{sp}$):

$$b_c = B \frac{r_c^2}{R^2} \tag{8}$$

Debido a la igualdad del factor de sustitución en ambos modelos $(a_{sax}=a_{sp})$, se considera la igualdad entre los valores del módulo de elasticidad en el modelo axisimétrico y de deformación plana $(E_{sax}=E_{sp} \ y \ E_{cax}=E_{cp})$. Los coeficientes de permeabilidad en dirección horizontal y vertical se mantienen tanto bajo hipótesis axisimétrica como de deformación plana $(k_{vax}=k_{vp} \ y \ k_{hax}=k_{hp})$.

3 - CASOS DE CONSOLIDACIÓN ESTUDIADOS

El análisis numérico se ha realizado utilizando el software del programa comercial basado en el método de los elementos finitos Plaxis 2D y Plaxis 3D, para verificar la teoría descrita previamente en el apartado 2 sobre la conversión de los parámetros geotécnicos entre el modelo axisimétrico y el modelo equivalente de deformación plana en el caso de los drenes verticales (PVD y CG). El objetivo del análisis numérico es el estudio de la consolidación comparando las curvas de la evolución de los asientos y de la disipación de los excesos de la presión intersticial con el tiempo. Dicho análisis se basa en los resultados obtenidos bajo diferentes hipotesis de modelización de una célula unitaria en condiciones 3D y 2D (axisimetria y deformación plana) tal como se indica en la Tabla 1 (Casos 1 a 5). Por otro lado se ha estudiado el terraplén en condiciones 3D y 2D (deformación plana) (Casos 1A a 5A de la Tabla 1).

El resumen de las propiedades geotécnicas de los materiales utilizados en el ejemplo de la modelización se presenta en la Tabla 2. Para todos los materiales se ha empleado el modelo constitutivo elasto-plástico tipo Mohr-Coulomb. El coeficiente de permeabilidad del terreno blando considerado ha sido de $k_h=3\cdot10^{-4}m/dia$ y $k_v=1\cdot10^{-4}m/dia$. Tanto el terraplén como los drenes verticales se han considerado como material permeable ($k_h=k_v=1m/dia$). El nivel freático se ha considerado en el contacto entre el terraplén y el suelo blando.

	PVD	CG
Célula unitaria 3D	Caso 1-PVD	Caso 1-CG
Axisimétrico	Caso 2-PVD	Caso 2-CG
Deformación plana		
método 1	Caso 3-PVD	Caso 3-CG
método 2	Caso 4-PVD	Caso 4-CG
método 3	Caso 5-PVD	
Terraplén 3D	Caso 1A-PVD	Caso 1A-CG
Terraplén 2D		
método 1	Caso 3A-PVD	Caso 3A-CG
método 2	Caso 4A-PVD	Caso 4A-CG
método 3	Caso 5A-PVD	

Tabla 1 – Casos estudiados.

	γ (kN/m ³)	E (MPa)	v	c' (kPa)	φ' (°)
Columnas de grava	20	100	0.3	0	42
Terreno blando	18	5	0.3	10	22
Terraplén	20	35	0.3	10	30

Tabla 2 – Parámetros geotécnicos de los casos estudiados de la Tabla 1.

La simulación del proceso de construcción del terraplén de 6,0 m de altura total incluye 2 etapas con un incremento de altura de 3,0 m en cada etapa y con la duración de 2 días cada una de las fases de construcción, permitiendo la consolidación durante todas las fases constructivas del terraplén. Después de la construcción del terraplén se ha continuado el proceso de consolidación sin cambio de sobrecarga hasta la disipación completa de los excesos de presiones intersticiales (<1kPa) para determinar los tiempos necesarios en diferentes condiciones de drenaje del suelo blando de acuerdo con los casos presentados en la Tabla 1.

El espesor del terreno blando es de 10,0 m, cuyo drenaje se realiza a través de la superficie superior dado que bajo nivel inferior se encuentra el estrato impermeable.

La mejora del terreno mediante los drenes verticales (PVD y CG) se ha realizado por debajo del terraplén con una distribución cuadrada de 2,5 m de lado en ambos tipos de tratamiento, considerando el diámetro de PVD de 0,06 m y de CG de 0,8 m. En este estudio no se ha considerado la zona de efecto de instalación de los drenes verticales ("smear zone").

4 – RESULTADOS DEL MODELO DE CONSOLIDACIÓN

A continuación, se presentan los resultados del análisis tanto del modelo realizado de la célula unitaria como del terraplén con la mejora del terreno mediante la introducción de los PVD y las CG. Se presentan las gráficas de correlación de: (a) la disipación de los excesos de las presiones intersticiales, y (b) la evolución de los asientos durante el proceso de consolidación.

Los gráficos que relacionan la disipación de los excesos de presiones intersticiales con el tiempo contemplan solamente el período de tiempo desde la construcción del terraplén completo sin tener en cuenta el tiempo de la construcción del terraplén por fases (Figuras 3, 4, 8 y 9). Los gráficos de correlación de la evolución de los asientos incluyen el período de tiempo desde la instalación de los drenes durante las fases de construcción del terraplén (Figuras 5, 6, 10 y 11). Se observa que los diferentes métodos aplicados para la modelización numérica de los PVD y las CG no presentan idénticas correlaciones, tanto en valores máximos como en forma de evolución de las curvas con tiempo.

4.1 – Célula unitaria

En el estudio de una célula unitaria, el punto de comparación de la disipación de los excesos de las presiones intersticiales se sitúa en el punto medio entre los drenes en el contacto entre el terreno blando y la capa impermeable, siendo este el punto de máxima generación del exceso de las presiones intersticiales que requiere el tiempo máximo para la disipación debido al camino de recorrido de agua más elevado. Los asientos estudiados corresponden al punto del terreno con el asiento máximo desarrollado siendo este el punto medio entre los drenes situado en la superficie del terreno blando.

Como es de esperar, para la misma distribución de los drenes tipo PVD y CG, el proceso de consolidación mediante las CG es más rápido que mediante los PVD, dada su mayor capacidad de evacuación de agua en comparación con los PVD (Figuras 3 y 4). El valor inicial de exceso de la presión intersticial en el caso de los PVD es del orden de la sobrecarga del terraplén (Figura 3). En



Fig. 3 – Disipación de excesos de presiones intersticiales – célula unitaria con PVD.



Fig. 4 – Disipación de excesos de presiones intersticiales – célula unitaria con CG.

el caso de las CG, debido a la gran capacidad de drenaje, el valor inicial del exceso de la presión intersticial es menor dado que una parte de la carga se disipa ya durante el período de construcción del terraplén (Figura 4). Los puntos iniciales de las curvas de las Figuras 3 y 4 demuestran el comportamiento no-drenado del terreno blando cohesivo debido a la sobrecarga del terraplén. El valor inicial del exceso de la presión intersticial generada varía para distintos métodos de modelización y de conversión empleados.

Los asientos máximos desarrollados en la célula unitaria empleando los PVD estimados mediante distintos métodos de modelización (Tabla 1) llegan aproximadamente al mismo valor con una variación de 1% respecto al modelo 3D (Figura 5). La evolución de los asientos con el tiempo para el Caso 4-PVD de modelización en deformación plana con equivalencia geométrica, es diferente a la tendencia general de los demás métodos empleados, indicando los tiempos de consolidación más bajos.

Los asientos máximos desarrollados en el caso de las CG tienen una variación máxima del orden de 8 a 10% con respecto al valor obtenido mediante el modelo de la célula unitaria en 3D (Figura 6). Utilizando el método de conversión tipo equivalencia en permeabilidad manteniendo la geometría entre los modelos (método 1 del apartado 2.3), los asientos se subestiman (Caso 3-CG). Esto se debe a la mayor sección transversal de la columna en deformación plana en comparación con el método 2 de conversión de equivalencia geométrica en deformación plana (Caso 4-CG),







Fig. 6 – Asientos – célula unitaria con CG.

resultando en menor rigidez de la columna que en el caso 2 y resultando en mayor proporción de carga que se lleva el terreno blando al comienzo del proceso de consolidación. Debido a la subestimación de los asientos en este ejemplo realizado se considera más propio emplear el método 2 de equivalencia geométrica descrito en el apartado 2.3 (Caso 3-CG).

Los tiempos necesarios para llegar a 90% del grado de consolidación en el estudio de PVD difieren entre 25 y 64% respecto al modelo de célula unitaria en 3D (Caso 1-PVD) (Figuras 3 y 5), mientras que en el caso de CG resultan en diferencia de entre -22 y 53% en relación con el caso de la célula unitaria en 3D (Caso 1-CG) (Figuras 4 y 6).

De las Figuras 3, 4, 5 y 6 se observa la tendencia general de similitud entre los resultados obtenidos mediante el modelo 3D y el modelo axisimétrico. Los modelos de deformación plana permiten estimar los mismos parámetros observando en algunos modelos discrepancias, indicando errores en este tipo de conversión entre los modelos numéricos y los modelos analíticos. Estas diferencias son más pronunciadas en los casos 5-PVD y 4-CG, siendo menos importantes en los demás casos estudiados.

En la Figura 7a se presenta la generación de los excesos de presiones intersticiales en el modelo de célula unitaria tanto en el caso de los PVD como en el caso de las CG en el momento de aplicación de la sobrecarga máxima (momento de construcción de terraplén). En la Figura 7b se observa para



Fig. 7 – Disipación de excesos de presiones intersticiales – célula unitaria con PVD y con CG: (a) aplicación de sobrecarga, (b) grado de consolidación de 90%.

ambos casos (PVD y CG) la disipación de exceso de las presiones intersticiales en el momento de conseguir el grado de consolidación de 90%.

4.2 – Terraplén

En el estudio de terraplén, el punto de comparación de los excesos de las presiones intersticiales se sitúa en el punto situado debajo del centro de terraplén (en el eje de simetría) en el contacto entre el terreno blando y la capa impermeable, siendo el punto de máxima generación de excesos de las presiones intersticiales y el tiempo máximo necesario para la disipación debido al camino de recorrido de agua más elevado. Los asientos se han estudiado en el punto en el eje de simetría situado en la superficie del terreno siendo el punto del terreno donde se produce el asiento máximo.

Con el mismo carácter que en las Figuras 3 y 4, se observa en las Figuras 8 y 9 el carácter no drenado del terreno blando cohesivo mediante la curva de correlación del proceso de disipación de excesos de las presiones intersticiales estudiando los puntos iniciales de las curvas. Sin embargo, estos valores iniciales que representan la sobrecarga del terraplén transmitida al terreno son menores que en el caso de la célula unitaria debido a las condiciones reales del efecto tridimensional. Dada la mayor capacidad de descarga de las columnas de grava y consecuentemente mayor disipación de excesos de las presiones intersticiales durante el período constructivo del terraplén, este punto inicial tiene menor valor. Se observa distinta evolución de disipación de excesos de las presiones intersticiales durante avolución de disipación de excesos de las presiones intersticiales durante avolución de disipación de excesos de las presiones intersticiales durante el período constructivo del terraplén, este punto inicial tiene menor valor. Se observa distinta evolución de disipación de excesos de las presiones intersticiales durante avolución de disipación de excesos de las presiones intersticiales con el tiempo debido a distintas hipótesis de conversión empleadas. La metodología 1 de equivalencia geométrica manteniendo la permeabilidad para PVD dada en el apartado 2.2 (Caso



Fig. 8 – Disipación de excesos de presiones intersticiales – terraplén con PVD.



Fig. 9 – Disipación de excesos de presiones intersticiales – terraplén con CG.

3A-PVD) subestima los tiempos de consolidación requeridos en disipación de excesos de las presiones intersticiales (Figura 8) en comparación con los demás métodos.

De las Figura 10 y 11 se observa la tendencia de mayor evolución de los asientos debajo del centro del terraplén en el período de construcción, comparándolo con las Figuras 5 y 6 correspondientes a la célula unitaria.

Los asientos máximos desarrollados en la modelización del terraplén empleando los PVD llegan aproximadamente al mismo valor con una variación de 3 a 5% respecto al modelo 3D (Figura 10). La evolución de los asientos con el tiempo para el Caso 3A-PVD (modelización en deformación plana con equivalencia geométrica), subestima los asientos máximos y los tiempos de consolidación en comparación con el modelo 3D y con los demás métodos de conversión.

De la Figura 11 se observa la misma tendencia en evolución de asientos con la mejora del terreno mediante las CG comparándolo con el modelo de célula unitaria, observando una subestimación de los asientos desarrollados en el Caso 3A-CG (método de equivalencia en permeabilidad manteniendo la geometría). Sin embargo, el método de equivalencia geométrica estima los asientos mayores (Caso 4A-CG). Estas diferencias son debidas a las discrepancias de rigideces entre el modelo real en 3D y en los modelos equivalentes en deformación plana. La diferencia en los asientos máximos obtenidos mediante diferentes modelos empleados es del orden de 20%.



Fig. 10 – Asientos – terraplén con PVD.

0379-9522 – Geotecnia nº 144 – novembro/noviembre/november 2018 – pp. 71-87 http://doi.org/10.24849/j.geot.2018.144.07 – © 2018 Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Fig. 11 – Asientos – terraplén con CG.

Los tiempos necesarios para llegar a 90% del grado de consolidación en el caso de diferentes modelos en deformación plana difieren entre 17 y 58% con respecto al modelo 3D de terraplén sobre terreno mejorado con PVD (Caso 1A-PVD) (Figuras 8 y 10), mientras que para la mejora mediante las CG los tiempos difieren entre 10 y 28% (Caso 1A-CG) (Figuras 9 y 11).

5 – ANÁLISIS DEL MODO DE ROTURA DE LAS COLUMNAS DE GRAVA

Con el objetivo de estudiar el mecanismo de deformación de las CG al ser sometidas a las cargas del terraplén, se ha llevado a cabo el siguiente análisis: (a) análisis 3D del sistema completo de terraplén-suelo-CG, (b) ídem (a) en 2D transformando las CG en pantallas equivalentes de acuerdo al método descrito en el apartado 2, (c) análisis 2D modelando las CG y el suelo blando como el bloque homogeneizado con parámetros geotécnicos equivalentes ponderando los parámetros de resistencia y deformabilidad en función del factor de sustitución (a_s) (ver Figura 12).

Los cálculos numéricos se han realizado mediante el software de elementos finitos "Midas". El modelo numérico tanto en 3D como en 2D contempla solamente la mitad del terraplén debido a la condición de simetría.

En la Tabla 3 se resumen las propiedades geotécnicas adoptadas para el estudio de modos de rotura de CG bajo el terraplén cimentado sobre suelo blando. El terreno blando apoyado sobre un suelo base es de potencia de 10,0 m tratado con CG de 0,9 m de diámetro en malla triangular de 2,5 m de separación. El terraplén es de 6,0 m de altura modelizado con fases de ejecución de 1,0 m cada una.

	γ (kN/m ³)	E (MPa)	v	c (kPa)	φ (°)
CG	22	60	0.3	0	40
Suelo blando	17	3	0.3	2	26
Suelo base	21	30	0.3	5	28
Terraplén	17	30	0.3	0	30

Los parámetros geotécnicos (resistencia y deformabilidad) equivalentes del terreno homogeneizado (bloque del conjunto de suelo y CG) se han definido mediante las formulaciones dadas por Madhav y Nagpure (1996):

$$\tan^{2}\left(45 + \frac{\phi_{bloque}}{2}\right) = a_{s} \cdot \tan^{2}\left(45 + \frac{\phi_{c}}{2}\right) + (1 - a_{s}) \cdot \tan^{2}\left(45 + \frac{\phi_{s}}{2}\right)$$
(9)

$$c_{bloque} = \frac{c_c \cdot a_s \cdot \sqrt{\tan^2\left(45 + \frac{\phi_c}{2}\right)} + c_s \cdot (1 - a_s) \cdot \sqrt{\tan^2\left(45 + \frac{\phi_s}{2}\right)}}{a_s \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi_c}{2}\right) + (1 - a_s) \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi_s}{2}\right)}$$
(10)

$$E_{bloque} = E_c \cdot [(a_s^2 + E_s / E_c \cdot (1 - a_s))^2]$$
(11)

siendo:

 ϕ_s , ϕ_c , ϕ_{bloque} – ángulo de rozamiento del suelo, de la columna y del terreno homogeneizado; c_s , c_c , c_{bloque} – cohesión del suelo, de la columna y del terreno homogeneizado; E_s , E_c , E_{bloque} – modulo de elasticidad del suelo, de la columna y del terreno homogeneizado.



Fig. 12 - Modelos numéricos de análisis de mecanismos de rotura de CG: (a) modelo 3D, (b) modelo 2D con CG transformadas a pantallas equivalentes, (c) modelo 2D con bloque homogeneizado suelo-CG.

En las Figuras 13 y 14 se observa el comportamiento deformacional de las CG deducido de los modelos numéricos presentados en las Figuras 12a y 12b. Se observa la coincidencia en el comportamiento de las CG observado mediante los modelos en 2D y 3D. Se distinguen tres zonas de diferente comportamiento de las CG (Figura 13):

- Zona 1: debajo de la zona central del terraplén. Las CG están sometidas a una deformación vertical acompañadas de un ensanchamiento, estando sometidas a las condiciones de carga casi-axialmente simétricas ("bulging") (ver Figura 14a). En esta zona 1, las CG están sometidas a condiciones de carga axisimetrica, considerándolo de esa manera aplicable para esta zona en concreto.
- Zona 2: justo detrás de la cresta del talud del terraplén. Las CG están sometidas a una deformación tanto vertical como horizontal por los efectos combinados de ensanchamiento y flexión. En la Figura 14b se observa en la zona 2 el mayor desarrollo de los desplazamientos verticales, mayores que en la zona 1 debido a los mecanismos de deformación simultánea de ensanchamiento y flexión de las CG.



Fig. 13 - Mecanismo de deformación de las columnas de grava según su posición bajo el terraplén.



Fig. 14 - (a) Ensanchamiento de CG (zona 1); (b) Desplazamiento vertical máximo (zona 2); (c) Desplazamiento horizontal máximo (zona 3); (d) Desplazamiento modelo homogeneizado 2D.

• Zona 3: debajo del talud del terraplén, donde las CG están sometidas principalmente a flexión. En la Figura 14c se observa el mayor desplazamiento horizontal en esta zona 3 debido a la flexión de las CG.

Los resultados obtenidos mediante el análisis numérico (Figuras 13 y 14) son consistentes con los resultados de los ensayos de centrifuga (Steward y Fahey, 1994) efectuados para las CG ejecutadas como apoyo de terraplén de ferrocarril.

En la Figura 14d se presentan los resultados de los desplazamientos para el modelo del terreno homogeneizado (bloque de las CG y el suelo blando) dado en la Figura 12c, confirmando que no es posible estimar las tensiones internas desarrolladas en las CG ni detectar sus mecanismos de deformación.

6 - CONCLUSIONES

La elección del tipo de drenaje del terreno blando que constituye el cimiento de los terraplenes de las obras lineales, mediante CG y PVD, en cuanto a su eficiencia, depende de los requerimientos del proyecto. Como es de esperar, la técnica de CG acelera con mayor rapidez el proceso de consolidación del terreno debido a su mayor capacidad de evacuación de agua en comparación con los PVD.

En este artículo se presentan distintas metodologías existentes y sencillas de conversión de las propiedades geotécnicas reales (modelo 3D) a los modelos de deformación plana en modelización numérica de las técnicas de drenes verticales (PVD y CG). Las diferencias entre distintos métodos de conversión tanto para los PVD como para las CG se basan en diferentes condiciones de transformaciones de geometría y/o del coeficiente de permeabilidad. En el caso de las CG otro parámetro a tener en cuenta en la conversión de las propiedades geotécnicas es la equivalencia de las rigideces de la columna real en el modelo 3D y del panel equivalente en deformación plana.

La comparación de los diferentes métodos de conversión se ha realizado tanto a nivel de la célula unitaria correspondiente al comportamiento individual del elemento tipo dren, como a nivel del terraplén completo modelizando todo el proceso constructivo. Se observa que distintos métodos aplicados para la modelización numérica de los PVD y CG no presentan las correlaciones idénticas de asientos y disipación de excesos de presiones intersticiales, observando las diferencias tanto en valores máximos como en forma de evolución de las curvas de correlación con tiempo.

Se observa en el caso de modelización de terraplén sobre el terreno mejorado con los PVD la subestimación de los asientos utilizando la hipótesis de equivalencia en permeabilidad manteniendo las propiedades geométricas, mientras que la curva de la disipación de los excesos de las presiones intersticiales se ajusta mejor el método de equivalencia geométrica manteniendo las propiedades de permeabilidad.

En el caso de modelización del terraplén sobre la mejora del terreno con las CG se observa la variación de los asientos empleando diferentes métodos debido a la variación en rigideces empleadas, obteniendo valores subestimados para el método de equivalencia en permeabilidad manteniendo las propiedades geométricas, y valores sobreestimados para el método de equivalencia en geometría en relación con los valores deducidos del modelo 3D.

Los métodos numéricos permiten determinar los mecanismos de rotura de las CG construidas como mejora del terreno blando que constituye el cimiento de los terraplenes utilizando los modelos 3D y 2D en deformación plana con las CG modelizadas mediante las franjas de rigidez equivalente, analizando en detalle el estado tenso-deformacional de cada una de las CG.

Se ha confirmado que los modelos numéricos empleando el terreno homogeneizado no son los apropiados para el análisis de los terraplenes cimentados sobre el terreno blando mejorado con las CG para el estudio de la transferencia tensional entre las CG y el suelo, estado deformacional de las CG con sus correspondientes mecanismos de rotura, evaluación de disipación de los excesos de presiones intersticiales, etc.

7 – REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Balaam, N.P. y Booker, J.R. (1981). *Analysis of rigid rafts supported by granular piles*. Int. Journal Numerical Analyt. Meth. Geomechanics, Vol. 5, Nº 4, pp. 397–403.
- Barron, R.A. (1948). Consolidation of fine-grained soils by drain wells. Trans. Am. Soc. Civ. Eng., Vol. 113, pp. 718–742.
- Castro, J. y Sagaseta, C. 2009. Consolidation around stone columns. Influence of column deformation. Int. Journal Numerical Analyt. Meth. Geomechanics, Vol. 33, pp. 851-877.
- Han, J. y Ye, S.L. (2001). Simplified method for consolidation rate of stone column reinforced foundations. Journal of Geotech. and Geoenviron. Eng., ASCE, Vol. 127, Nº 7, pp. 597–603.
- Hansbo, S. (1981). Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains. Proc. 10th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundations Eng., Vol. 3, pp. 677–682.
- Hird, C.C., Pyrah, I.C. y Russell, D. (1992). *Finite element modelling of vertical drains beneath embankments on soft ground*. Geotechnique, Vol. 42, N° 3, pp. 499–511.
- Hird, C.C., Pyrah, I.C., Russell, D. y Cinicioglu, F. (1995). Modelling the effect of vertical drains in two-dimensional finite element analyses of embankments on soft ground. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 32, pp. 795–807.
- Indraratna, B. y Redana, I. W. (1997). *Plane-strain modelling of smear effects associated with vertical drains*. Journal of Geotech. and Geoenvir. Eng., ASCE, Vol. 123, N° 5, pp. 474–478.
- Indraratna, B. y Redana, I. W. (2000). *Numerical modelling of vertical drains with smear and well resistance installed in soft clay*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 37, N°_1, pp. 132–145.
- Madhav, M.R. y Nagpure, D.D. (1996). *Design of granular piles for embankments on soft ground*. Proc. 12th SE Asian Geot. Conf 1, 285–290, Kuala Lumpur.
- Midas (2016). Reference Manual.
- Stewart, D.P. y Fahey, M., 1994. *Centrifuge modelling of a stone column foundation system*. In: Seminar on ground improvement techniques, 1. Curtin Printing Services, Perth, pp. 101–111.

Tan, S.A. y Oo, K.K. (2005). *Stone column FEM modeling – 2D and 3D considerations illustrated by case history*. Proc. Int. Symp. on Tsunami Reconstruction with Geosynthetics, ACSIG, Bangkok, Thailand, pp. 157–169.

Tan, S.A., Tjahyono, S. y Oo, K.K. (2008). *Simplified Plane-Strain Modelling of Stone-Column Reinforced Ground*. Journal of Geotech. and Geoenvir. Eng. ASCE, Vol. 134, N° 2, pp. 185–194.

Plaxis 2D (2015). Reference Manual.

Plaxis 3D (2015). Reference Manual.

MODELAÇÃO 2.5D MEF-PML DE VIBRAÇÕES INDUZIDAS EM TÚNEIS

Modeling of vibrations induced in tunnels: a 2.5D FEM-PML approach

Patrícia Lopes* Pedro Alves Costa** António Silva Cardoso*** Rui Calçada****

RESUMO – A simulação e o estudo da problemática das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário em túneis é uma tarefa difícil e complexa. O carácter semi-indefinido do domínio circundante do túnel associado às características tridimensionais do problema são os principais responsáveis pela complexidade do problema. Uma solução eficiente e precisa para a simulação do comportamento dinâmico de estruturas muito longas, como por exemplo, vias férreas ou túneis, é proposta utilizando técnicas 2.5D no contexto do método dos elementos finitos, e adoptando PML's para o tratamento das fronteiras devido à truncatura do domínio. Dado o recurso a uma abordagem 2.5D MEF-PML não ser usual, as equações do 2.5D PML são derivadas, salientando-se a compatibilidade com o 2.5D MEF. Após essa breve descrição do modelo, exemplos de validação são apresentados, demonstrando a precisão do modelo. Por último, um estudo paramétrico é desenvolvido por forma a avaliar a influência de algumas propriedades do túnel e do solo, nas vibrações induzidas à superfície do maciço.

SYNOPSIS – The simulation and study of problems related with vibrations induced by railway traffic in tunnels is a difficult and complex task. The semi-indefined character of the domain surrounding the tunnel associated to the 3-dimensional characteristics of the problem are the major causes of that complexity. An efficient and accurate solution for the simulation of the dynamic behavior of very long structures, i.e., railways or tunnels, is proposed by using 2.5D techniques in the context of the finite elements method, and adopting PML's for the treatment of the boundaries due to the truncation of the finite elements mesh. Since the resource to 2.5D FEM-PML approach is not very usual, the equations of the 2.5D PML are derived, highlighting the compatibility with the 2.5D FEM. After that brief presentation of the model, a range of validation examples are depicted, showing the accuracy of the model. Finally, a parametric study is presented in order to evaluate the influence of some tunnel and ground properties in the vibrations assessed at the ground surface.

Palavras Chave - Modelação numérica 2.5D MEF-PML, propagação de ondas, interacção túnel-maciço.

Keywords - Numerical modeling 2.5D FEM-PML, wave propagation, tunnel-ground interaction.

^{*} Professor Adjunto, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Portugal. orcid.org/0000-0001-7171-499X E-mail: cpl@isep.ipp.pt

^{**} Professor Auxiliar, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal. orcid.org/0000-0003-1237-0108 E-mail: pacosta@fe.up.pt

^{***} Professor Catedrático, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal. orcid.org/0000-0002-6025-4681 E-mail: scardoso@fe.up.pt

^{****} Professor Catedrático, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal. orcid.org/0000-0002-2375-7685 E-mail: ruiabc@fe.up.pt

1 – INTRODUÇÃO

A construção de vias ferroviárias em meio urbano a que se tem assistido nos últimos anos tem suscitado diversas questões relativas à geração e propagação de vibrações, as quais afectam o conforto e qualidade de vida dos habitantes das suas imediações. Este assunto reveste-se de especial pertinência no caso de tráfego em túneis inseridos em malha urbana, dada a proximidade da infraestrutura ferroviária de edifícios com funcionalidade habitacional ou de serviços, sem esquecer os elevados requisitos apresentados por diversas indústrias modernas no que concerne à ocorrência de vibrações.

A problemática da geração e propagação de vibrações devido ao tráfego em túneis é complexa por causa da elevada quantidade de factores que influenciam a resposta do sistema, nomeadamente: i) os mecanismos de geração da excitação dinâmica do comboio; ii) a interacção dinâmica entre o túnel e o maciço circundante; iii) a geometria e localização do túnel; iv) a heterogeneidade geométrica e material inerente às formações geotécnicas, etc.

A comunidade técnico-científica dedicou, ao longo da última década, um esforço considerável ao desenvolvimento de métodos numéricos e semi-analíticos para a modelação de estruturas com desenvolvimento infinito quando sujeitas a solicitações dinâmicas. A importância crescente deste problema está relacionada com a actual expansão de infraestruturas de transporte modernas como, por exemplo, de transporte ferroviário de alta velocidade e linhas de metro. Modelar estas estruturas é difícil, sendo várias as razões que contribuem para essa complexidade, nomeadamente o carácter infinito da sua geometria e as cargas móveis a que são submetidas. No entanto, estas dificuldades têm sido satisfatoriamente ultrapassadas recorrendo a certos pressupostos que são utilizados com alguma frequência, nomeadamente, admitindo que o meio é periódico ou invariante ao longo da direcção de desenvolvimento da estrutura, o que permite reduzir drasticamente o esforço de cálculo associado à solução numérica do problema tridimensional.

Os modelos periódicos para a simulação dinâmica de túneis têm sido amplamente aplicados por Gupta et al. (2007, 2009, 2010) utilizando um modelo numérico tridimensional híbrido do tipo MEF-MEC anteriormente desenvolvido por Clouteau et al. (2005). Esta abordagem numérica tira partido do método dos elementos finitos (MEF) para a simulação de geometrias complexas, como é o caso de um túnel, recorrendo ao método dos elementos de contorno (MEC) para a simulação do meio indefinido, correspondente ao maciço geotécnico. Apesar da elevada precisão deste tipo de modelos, o esforço numérico inerente é ainda assim muito significativo, desencorajando a sua utilização em aplicações práticas.

Alternativamente, para estruturas longitudinalmente invariantes, uma abordagem 2.5D pode ser aplicada, sendo a solução tridimensional obtida através da discretização numérica da secção transversal combinada com a transformação de Fourier do domínio ao longo da direcção longitudinal. Este método tem sido utilizado no estudo de vários casos de infraestruturas de transporte ferroviário, tanto à superfície como em túneis (Lopes et al., 2010; Galvín et al., 2010; Alves Costa et al., 2010; Lombaert e Degrande, 2009; Sheng et al., 2006; Yang e Hung, 2008). Esta metodologia pode ser aplicada tanto a modelos baseados no método dos elementos finitos (Alves Costa et al., 2010; Yang e Hung, 2008; Yang e Hung, 2001) como no método dos elementos de contorno (Lombaert e Degrande, 2009), como ainda a modelos híbridos que tiram vantagem dos dois métodos (Galvín et al., 2010; Sheng et al., 2006; Alves Costa et al., 2012a), ou mesmo à combinação de métodos sem malha com o MEF, tal como ilustram de modo promissor os estudos preliminares levados a cabo por Amado Mendes et al. (2014) . Dado o carácter indefinido do maciço de fundação, a formulação 2.5D MEC é particularmente adequada para a análise deste tipo de problemas, dando cumprimento exacto à condição de Sommerfeld (Domínguez, 1993; Galvín e Domínguez, 2009). Sem embargo, o recurso ao MEC na simulação de geometrias complexas revela-se difícil, podendo mesmo esvanecer-se alguma da vantagem computacional inerente ao método. Por outro lado, a versatilidade do MEF torna este método atraente para modelar geometrias complexas, embora os inconvenientes inerentes à simulação de domínios indefinidos requeiram procedimentos especiais,

que nem sempre são precisos ou simples de implementar. Para superar estas limitações de ambos os métodos, o recurso ao acoplamento MEF- MEC na abordagem 2.5D tem sido adoptado por vários autores (Galvín et al., 2010; Alves Costa et al., 2012a; François et al., 2010; Alves Costa et al., 2012b).

Apesar das virtudes potenciais da abordagem 2.5D MEF-MEC, a sua aplicação requer procedimentos numéricos complexos (François et al., 2010) e, geralmente, a eficiência computacional tende a diminuir no caso de estruturas enterradas, dada a possível ocorrência de modos espúrios que exigem um tratamento especial (François et al., 2008). Nesses casos, a opção por uma abordagem 2.5D MEF para todo o domínio de interesse é bem mais simples e eficiente. Em relação a este aspecto, é de mencionar que a abordagem pelo MEF, por excelência adequada à simulação de geometrias complexas, pode incorporar facilmente a análise de fenómenos não lineares. Acresce que a consideração de modelações menos restritivas para o problema, como, por exemplo, o comportamento anisotrópico do solo, pode ser atendido com mais facilidade através de uma abordagem pelo MEF quando comparando com uma formulação pelo MEC (Rieckh et al., 2012), dado não ser necessário o conhecimento de funções de Green específicas para tal problema. Outras questões podem também ser referidas: por exemplo, geometrias complexas associadas a túneis duplos, tal como analisado por Kuo et al. (2011), podem ser simuladas por uma abordagem pelo MEF sem qualquer alteração particular das equações originais. Da mesma forma, as heterogeneidades dos materiais, que podem desempenhar um papel importante na previsão de vibrações induzidas pelo tráfego em túneis (Jones e Hunt, 2011; Jones e Hunt, 2012), podem também ser facilmente introduzidas numa abordagem pelo método dos elementos finitos.

Não obstante as vantagens da abordagem pelo MEF referidas, este método apresenta uma importante desvantagem que não pode ser negligenciada: o MEF, especialmente vocacionado para a análise de meios confinados, requer a definição completa do domínio, o que cria dificuldades relevantes quando se trata da simulação de domínios ilimitados. Com efeito, um tópico de particular interesse é a formulação de procedimentos especiais para tratar os efeitos de fronteira, que são inerentes à truncatura do domínio proveniente da discretização do meio através de elementos finitos. Nos problemas estáticos, a contribuição do terreno reflecte-se em termos de rigidez, de modo que é possível truncar o domínio a uma distância suficientemente afastada da zona de interesse, onde a deformação é tão pequena que pode ser desprezada. Porém, no caso de análises dinâmicas, o modelo adoptado para o maciço de fundação deve cumprir os requisitos de representar não apenas a rigidez dinâmica do solo mas também a condição de radiação de Sommerfeld (Domínguez, 1993; Sommerfeld, 1949), a qual postula a impossibilidade de a energia radiada regressar ao domínio de interesse no caso de um meio homogéneo isotrópico e (semi-)indefinido. Este requisito exige um tratamento especial das condições de fronteira, uma vez que a reflexão espúria das ondas quando atingem o limite da malha de elementos finitos não deve ocorrer. Para alcançar este objectivo várias estratégias têm sido propostas e aplicadas no contexto dos problemas de interacção túnel-maciço de fundação.

Os diferentes métodos e metodologias para o tratamento das fronteiras artificiais oriundas da limitação geométrica do domínio de análise quando se utiliza o MEF, podem ser agrupados de uma forma abrangente em procedimentos locais e procedimentos globais. Os procedimentos globais são, do ponto de vista conceptual, mais consistentes, sendo no entanto consideravelmente mais complexos e menos versáteis. Englobam-se nesta classe os métodos que atendem às equações de propagação de ondas e à condição de radiação de Sommerfeld de uma forma exacta no contexto do MEF, sendo exemplos: o método dos elementos de contorno, o método das soluções fundamentais (Amado Mendes et al., 2014; Godinho et al., 2013), bem como o método dos elementos finitos de contorno escalados (Yaseri et al., 2014; Wolf, 2003; Khani, 2007). Abordando agora mais em detalhe os procedimentos locais, estes consistem em soluções aproximadas, baseadas na teoria da propagação de ondas e que procuram evitar a reflexão da onda através do tratamento da fronteira artificial propriamente dita. Apesar da limitação associada ao facto da eficiência destas metodologias ser dependente da dimensão do domínio discretizado face ao comprimento de onda gerado, a sua

facilidade de aplicação, associada à boa compatibilidade com o formalismo do MEF, tornam estas abordagens atractivas para aplicações práticas. De entre os vários procedimentos locais, referem-se aqui, pela sua importância, as fronteiras absorventes, o método dos elementos infinitos e os métodos das camadas absorventes. As fronteiras absorventes (Lysmer e Kuhlemeyer, 1969) são um dos procedimentos mais simples, que foi adoptado por Bian et al. (2007) para o estudo dos movimentos do solo induzidos pelo tráfego ferroviário. O mesmo objectivo pode também ser alcançado pelo acoplamento de elementos infinitos 2.5D ao longo da fronteira artificial, como proposto por Yang and Hung. (2008, 2001) e aplicado por Lopes et al. (2010). Comparando as duas metodologias, Alves Costa et al. (2010) verificou que a precisão obtida por esta última é bastante mais elevada que a da anterior, apesar da impossibilidade de garantir uma condição de absorção perfeita em ambas as abordagens. Como alternativa aos procedimentos mencionados, Bian et al. (2012) propuseram uma formulação 2.5D das fronteiras artificiais gradualmente amortecidas anteriormente apresentadas por Liu & Jerry (2003).

Ainda no contexto dos procedimentos locais, uma abordagem alternativa que tem tomado relevo no âmbito de problemas que lidam com propagação de ondas corresponde ao método das camadas de correspondência perfeita (Perfectly Matched Lavers – PML's), designada por formulação PML. Nesta abordagem, a fronteira artificial é tratada através da substituição do domínio "infinito" por uma camada de dimensão finita, que corresponde à designada camada PML. Este meio dá cumprimento a dois objectivos principais: garante que não há reflexão das ondas quando atingem a sua fronteira (com o domínio de interesse) e tem a capacidade de absorver as ondas que nela incidem (Johnson, 2010). A primeira menção à formulação PML deve-se a Bérenger (1994), no âmbito do electromagnetismo, sugerindo que a consideração das coordenadas do meio PML num domínio complexo permitiria alcançar a condição de absorção perfeita. Posteriormente, surgiram aplicações a problemas elastodinâmicos, sobretudo devido ao trabalho desenvolvido por Chew e Liu (1996) e, mais recentemente, por Basu & Chopra (2003) e Basu (2009). No entanto, apesar das potenciais virtudes deste método, que pode suplantar os métodos anteriormente apresentados, a sua divulgação e aplicação à simulação de infraestruturas de transporte não está ainda muito difundida. Sendo de referir os estudos levados a cabo no seio do grupo de investigação onde se inserem os autores, nomeadamente por Barbosa e Kausel (2012) e por Lopes et al. (2012, 2013), bem como a um trabalho desenvolvido na KU Leuven (François, 2010).

O objectivo do presente artigo é mostrar o desenvolvimento e potencialidades de um modelo baseado na formulação 2.5D MEF-PML concebido pelos autores para a simulação de problemas de interacção túnel-maciço de fundação e de propagação de ondas pelo meio envolvente.

Relativamente à organização, inicia-se com uma sucinta exposição do método dos elementos finitos 2.5D, salientando os aspectos particulares a que é necessário atender para a simulação do sistema via-túnel-maciço. Seguindo um formalismo idêntico ao do MEF 2.5D, a formulação 2.5D PML é apresentada realçando as semelhanças e diferenças em relação à abordagem formal do método dos elementos finitos. Apresentada a metodologia, segue-se a validação do modelo por comparação com a solução analítica para um meio indefinido (Tadeu e Kausel, 2000). Posteriormente, a solução obtida para um túnel inserido num meio indefinido é comparada com a solução fornecida através de um código semi-analítico, denominado PiP (Pipe in Pipe), que foi desenvolvido por Hussein e Hunt (2007). Por último, é desenvolvido um estudo paramétrico a fim de avaliar e discutir a influência de algumas propriedades do túnel e do solo na propagação de vibrações, apresentando-se as conclusões.

2 - MODELO NUMÉRICO 2.5D MEF-PML: CONCEITOS E FORMULAÇÃO

2.1 - Generalidades

Considere-se uma estrutura com uma secção transversal invariante na direcção longitudinal, como se mostra na Fig. 1. Neste caso, adoptando uma formulação 2.5D, todas as variáveis são

transformadas para o número de onda (k1) por aplicação de uma transformada de Fourier relativa à coordenada longitudinal (direcção x), sendo por isso apenas necessária a discretização da secção transversal para se alcançar a solução 3D do problema. Assim sendo, o domínio de interesse é então discretizado através de elementos finitos 2.5D, sendo secundado por camada de elementos PML 2.5D. A truncatura do domínio ocorre depois dos elementos PML. Assim, este artifício numérico tem a função de absorver, sem que ocorra reflexão espúria, as ondas que, com ângulo de incidência arbitrário, atinjam a fronteira entre os domínios descritos pelo MEF 2.5D e pelo método 2.5D PML.



Fig. 1 – Estrutura com desenvolvimento infinito e invariante numa direcção.

A condição de absorção é satisfeita através da alteração das coordenadas dos nós respeitantes aos elementos PML (no presente caso, y e z, uma vez que a coordenada x irá ser transformada para o domínio do número de onda) para o domínio complexo, o que induz um aumento artificial da atenuação da onda que se propaga ao longo dos elementos PML, como é evidenciado na Fig. 2.

O truque deste método reside nas funções de mudança de referencial adoptadas, uma vez que a camada PML deve actuar não apenas como um material absorvente, mas também como um material que garante a não reflexão das ondas na fronteira domínio de interesse/PML. Só cumprindo estes dois requisitos, é que é possível obter uma solução exacta dentro do domínio de interesse.



Fig. 2 - Representação esquemática da atenuação das ondas no interior de uma camada PML.

0379-9522 – Geotecnia nº 144 – novembro/noviembre/november 2018 – pp. 89-118 http://doi.org/10.24849/j.geot.2018.144.08 – © 2018 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

2.2 - Formulação 2.5D MEF-PML

2.2.1 – Formulação geral do MEF 2.5D

Com o intuito de evitar custos extremamente elevados de computação, intrínsecos a uma simulação tridimensional integral, várias tentativas têm sido desenvolvidas no sentido de respeitar o carácter tridimensional do domínio, mas impondo algumas restrições, a fim de minimizar o esforço computacional. As estruturas tridimensionais com desenvolvimento infinito e propriedades invariáveis (geométricas e mecânicas) podem ser abordadas através de uma formulação 2.5D. Nestes casos, as principais propriedades da estrutura são representadas pela sua secção transversal, sendo, desta forma, a estrutura encarada como bidimensional. No entanto, o carregamento não é bidimensional, mas sim tridimensional, o que naturalmente exige a solução de um problema tridimensional. A principal ideia por detrás da solução 2.5D é resolver o problema através de um método intermédio entre o bidimensional e o tridimensional. Tratando-se de um método baseado nos elementos finitos, apresenta como grande vantagem o recurso a técnicas transformadas que permitem uma drástica redução do número de graus de liberdade, já que apenas a secção transversal do problema necessita de ser discretizada por elementos finitos. Este método foi inicialmente proposto por Hwang & Lysmer (1981), no contexto do MEF, para o estudo de estruturas subterrâneas sob o efeito de ondas sísmicas. Subsequentemente, o método tem sido aplicado por alguns investigadores ao estudo de vibrações induzidas por tráfego ferroviário, tanto em cenários superficiais como em cenários subterrâneos. Neste âmbito, especial atenção deve ser dedicada às seguintes obras: (Sheng et al., 2006; Yang e Hung, 2001; Alves Costa et al., 2012a; Alves Costa et al., 2010; Muller, 2007; Alves Costa, 2008).

Assumindo-se que a resposta da estrutura é linear, a análise pode ser desenvolvida no domínio da frequência/número de onda, sendo aplicadas transformadas de Fourier em relação ao tempo e ao espaço na direcção de desenvolvimento infinito da estrutura. As grandezas transformadas (acção e resposta) passam a ser função das imagens de Fourier da direcção espacial x e do tempo, t, que são designadas, respectivamente, por número de onda e frequência angular, e representadas por k1 e ω . Este procedimento implica que apenas duas das direcções que caracterizam o meio tridimensional se mantenham no domínio não transformado, sendo por isso o plano definido por essas direcções discretizado através de elementos finitos, tal como já ilustrado na Fig. 1.

Seguindo as etapas habituais de um procedimento baseado no método dos elementos finitos, nomeadamente nas formulações forte e fraca, a seguinte equação de equilíbrio pode ser estabelecida para qualquer infinitésimo de volume de um domínio tridimensional:

$$\int_{V} \delta \varepsilon \sigma \, dV + \int_{V} \delta u \, \rho \ddot{u} dV = \int_{S} \delta u \, \rho \, dS \tag{1}$$

em que $\delta\epsilon$ representa o campo de extensões virtuais, σ representa o campo de tensões, $\delta u \acute{e}$ o campo de deslocamentos virtuais, u \acute{e} o campo de deslocamentos, ρ \acute{e} a massa volúmica do meio e p representa o campo de pressões externas aplicadas na superfície S.

Após a aplicação das transformadas de Fourier, e como já foi referido, a secção transversal do domínio permanece no domínio não transformado e está discretizada em elementos finitos. Esta abordagem permite reescrever a equação 1 em termos de variáveis nodais.

O conceito de trabalho virtual pode ser aplicado no domínio transformado recorrendo ao teorema do integral de Parserval que postula o seguinte (Grundmann and Dinkel, 2000):

$$\int \delta f(x) p(x) dx = \int \delta f(-k_1) p(k_1) dk_1$$
⁽²⁾

Considerando a equação 1, o trabalho virtual realizado pelas forças internas e pelas forças de inércia no domínio transformado é dado, respectivamente, por:

$$\int_{V} \delta \varepsilon \sigma dV = \int_{k_1} \delta u_n^T (-k_1, \omega) \iint_{z y} B^T (-k_1) DB(k_1) dy dz u_n(k_1, \omega) dk_1$$
(3)

$$\int_{V} \delta u \rho \ddot{u} \, dV = -\omega^2 \int_{k_1} \delta u_n^T \left(-k_1, \omega\right) \int_{z_y} \int_{V} N^T \rho \, N \, dy \, dz \, u_n(k_1, \omega) dk_1 \tag{4}$$

em que B representa a matriz das derivadas das funções de forma; N representa a matriz das funções de forma (as quais são apenas definidas no plano da secção transversal); D é a matriz de elasticidade (que relaciona tensões e deformações); u_n é o vector dos deslocamentos nodais (que colige os deslocamentos correspondentes aos três graus de liberdade dos nós da secção transversal do elemento, no domínio transformado); e onde se considera que as fontes de excitação apresentam variação harmónica ao longo do tempo com frequência angular ω .

O trabalho virtual realizado pelas acções externas é calculado tirando partido do facto de a geometria apenas ser discretizada no plano ZY. Assim, considerando uma coordenada s, paralela ao lado do elemento onde é aplicada a acção, o trabalho virtual desenvolvido pelas acções externas é obtido através de:

$$\int_{S} \delta u \, p \, dS = \int_{k_1} \delta u_n^T \left(-k_1, \omega \right) p_n \left(k_1, \omega \right) dk_1 \tag{5}$$

em que o vector p_n colige as forças nodais equivalentes resultantes da pressão p aplicada ao longo do contorno do elemento finito.

Dado que as equações 3, 4 e 5 são válidas para um qualquer deslocamento virtual, $\delta u_n(-k_1)$, então todos os integrais relativos a k_1 podem ser removidos o que permite alcançar a seguinte relação de equilíbrio para cada elemento finito:

$$\left(\int_{z}\int_{y} \mathbf{B}^{\mathrm{T}}(-\mathbf{k}_{1})\mathbf{D}\mathbf{B}(\mathbf{k}_{1})d\mathbf{y}dz - \omega^{2}\int_{z}\int_{y} \mathbf{N}^{\mathrm{T}}\rho \mathbf{N}d\mathbf{y}dz\right)\mathbf{u}_{\mathrm{n}}(\mathbf{k}_{1},\omega) = \mathbf{p}_{\mathrm{n}}(\mathbf{k}_{1},\omega)$$
(6)

Adoptando a nomenclatura habitual do método dos elementos finitos, podem definir-se as matrizes de rigidez e massa, tal como indicado, respectivamente, nas equações 7 e 8:

$$[K] = \iint_{z y} B^{T}(-k_{1}) D B(k_{1}) dy dz$$
(7)

$$\left[\mathbf{M}\right] = \iint_{z \ y} \mathbf{N}^{\mathrm{T}} \boldsymbol{\rho} \, \mathbf{N} \, \mathrm{d} y \, \mathrm{d} z \tag{8}$$

A matriz [B] é determinada através do produto do operador diferencial [L] (no domínio transformado) pela matriz [N], a qual agrupa as funções de forma do elemento. Dado que a direcção x é submetida a uma operação de transformação para o domínio do número de onda, k₁, as derivadas

relativas a essa mesma direcção são avaliadas de modo analítico, sendo então o operador [L] dado por:

$$[\mathbf{L}] = \begin{bmatrix} \mathbf{i}\mathbf{k}_{1} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \frac{\partial}{\partial \mathbf{y}} & \mathbf{0} & \frac{\partial}{\partial \mathbf{z}} \\ \mathbf{0} & \frac{\partial}{\partial \mathbf{y}} & \mathbf{0} & \mathbf{i}\mathbf{k}_{1} & \frac{\partial}{\partial \mathbf{z}} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \frac{\partial}{\partial \mathbf{z}} & \mathbf{0} & \frac{\partial}{\partial \mathbf{y}} & \mathbf{i}\mathbf{k}_{1} \end{bmatrix}^{\mathrm{T}}$$
(9)

No que diz respeito à forma de inclusão de efeitos de amortecimento material no modelo, é adoptado um modelo de amortecimento histerético, através da consideração de parâmetros de rigidez complexa.

É de salientar que a eficiência computacional pode ser muito melhorada dividindo a matriz de rigidez [K] em sub-matrizes, de modo a que todos os termos dessas mesmas matrizes sejam independentes do número de onda. Com esse intuito considera-se a matriz [B] como a soma de duas matrizes, separando deste modo as derivadas numéricas das analíticas, de acordo com a equação 10:

$$[\mathbf{B}] = [\mathbf{B}_1] + \mathbf{i}\mathbf{k}_1[\mathbf{B}_2] \tag{10}$$

Substituindo a equação 10 na equação 7 e reagrupando-a, é então possível reescrever a equação 6 da seguinte forma:

$$([K]_1 + ik_1[K]_2 + k_1^2[K]_3 - \omega^2[M])u_n(k_1, \omega) = p_n(k_1, \omega)$$
(11)

2.2.2 – Formulação matemática 2.5D PML

A abordagem pelo método dos elementos finitos não é a mais adequada para simular meios indefinidos, como é o caso de maciços geotécnicos. Na verdade, o carácter finito do domínio de interesse e a necessidade de definir as fronteiras que o delimitam, implicam a violação da condição de radiação de Sommerfeld. Para ultrapassar essa limitação inerente ao próprio MEF, recorre-se ao método das camadas absorventes, utilizando uma formulação 2.5D PML (*Perfect Matched Layers*).

O princípio consiste na introdução de uma camada de elementos PML em redor da zona de interesse, também ela discretizada por elementos finitos 2.5D, que permita a absorção da energia incidente, sem implicar qualquer reflexão na fronteira entre os dois domínios. Deste modo, a camada PML deverá ser absorvente e não refletiva, como aliás se ilustra na Fig. 2.

O cumprimento das duas condições mencionadas é alcançado através da consideração de coordenadas complexas no domínio PML, mantendo-se a equação governativa do problema e, por esse modo, evitando-se reflexões espúrias na fronteira entre os dois domínios em análise.

Atendendo ao expresso no parágrafo anterior, é então necessário proceder a uma mudança de referencial geométrico do domínio descrito pelo PML para o domínio complexo. Tal relação é dada pelas seguintes funções de mudança de referencial, apenas aplicáveis às direcções y e z, uma vez que a direção x é transformada para o domínio do número de onda (ver Fig. 1):

$$\widetilde{\mathbf{y}} = \int_{0}^{\mathbf{y}} \lambda_{\mathbf{y}}(\mathbf{y}) d\mathbf{y}$$
(12)

$$\widetilde{z} = \int_{0}^{z} \lambda_{z}(z) dz$$
(13)

sendo $\lambda_y e \lambda_z$ as funções de transformação nas direcções y e z, respetivamente.

No desenvolvimento de uma formulação do tipo elementos finitos, é também necessário o estabelecimento de relações entre as derivadas das coordenadas nodais nos dois espaços, o físico e o complexo. Tais relações podem ser alcançadas da seguinte forma:

$$\frac{\partial}{\partial \widetilde{\mathbf{y}}} = \frac{1}{\lambda_{\mathbf{y}}(\mathbf{y})} \frac{\partial}{\partial \mathbf{y}}$$
(14)

$$\frac{\partial}{\partial \widetilde{z}} = \frac{1}{\lambda_z(z)} \frac{\partial}{\partial z}$$
(15)

Atendendo a que a solução no interior do domínio PML satisfaz a mesma equação diferencial que no domínio interesse, a abordagem 2.5D PML pode ser definida fazendo uso do procedimento anterior para o MEF 2.5D, desde que as relações de mudança de coordenadas para o espaço complexo sejam atendidas na equação 1. Deste modo, considerando as equações 12 a 15 e fazendo uso do procedimento de Garlekin, as seguintes matrizes de rigidez, [K *] e de massa, [M *], podem ser estabelecidas para a região dos PML:

$$\left[\mathbf{K}^*\right] = \iint_{z \ y} \mathbf{B}^{*^{\mathrm{T}}}(-\mathbf{k}_1) \mathbf{D} \, \mathbf{B}^*(\mathbf{k}_1) \lambda_y \lambda_z \mathrm{d} y \, \mathrm{d} z \tag{16}$$

$$\left[\mathbf{M}^*\right] = \iint_{z \ y} \mathbf{N}^{\mathrm{T}} \boldsymbol{\rho} \, \mathbf{N} \, \lambda_y \lambda_z \mathrm{d} y \, \mathrm{d} z \tag{17}$$

A matriz [B*] resulta do produto do operador diferencial [L*] pela matriz [N], a qual colige as funções de forma do elemento 2.5D PML. A fim de respeitar as relações anteriormente expressas entre coordenadas no espaço físico e no espaço complexo, o novo operador diferencial é agora dado por:

$$[L*] = \begin{bmatrix} ik_1 & 0 & 0 & \frac{1}{\lambda_y(y)} \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{1}{\lambda_z(z)} \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{1}{\lambda_y(y)} \frac{\partial}{\partial y} & 0 & ik_1 & \frac{1}{\lambda_z(z)} \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{\lambda_z(z)} \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{1}{\lambda_y(y)} \frac{\partial}{\partial y} & ik_1 \end{bmatrix}^T$$
(18)

Saliente-se que a região dos PML tem a capacidade de absorver a energia incidente em ambas as direcções, numa direcção apenas, ou em nenhuma direcção. Esta última situação corresponde a

 $\lambda_y = \lambda_z = 1$. Com efeito a introdução desta última relação nas matrizes de rigidez e massa indicadas pelas equações 16 e17, leva a que as mesmas redundem nas equações 7 e 8, respectivamente.

Kausel e Barbosa (2012) propuseram uma formulação alternativa para uma metodologia bidimensional de PMLs, onde as matrizes são directamente avaliadas no espaço complexo, evitando assim a integração das funções de mudança de referencial. Contudo, o resultado final é exactamente igual ao agora apresentado.

Por último, refira-se que sistema global de equações é completamente definido após a assemblagem das matrizes de rigidez dinâmica, tanto dos elementos finitos como dos elementos PML, e da introdução das condições de fronteira de Neumann e de Dirichlet. Deste modo, o sistema de equações global poderá então ser escrito da seguinte forma:

$$\left[\!\left[K_{FEM}^{g}\!\left(k_{I}\right)\right] + \left[K_{PML}^{g}\!\left(k_{I},\omega\right)\right]\!- \omega^{2}\left(\!\left[M_{FEM}^{g}\right]\!+ \left[M_{PML}^{g}\!\left(k_{I},\omega\right)\right]\!\right]\!\right\}\!u_{n}\!\left(k_{I},\omega\right) = p_{n}\!\left(k_{I},\omega\right)$$
(19)

Os resultados obtidos após a resolução do sistema de equações encontram-se no domínio transformado, exigindo uma dupla transformada de Fourier inversa para converter a solução para o domínio do espaço/tempo

2.2.3 – Funções de mudança para o referencial complexo

Com base no exposto nas últimas duas secções pode-se concluir que a incorporação de uma formulação 2.5D PML numa aplicação numérica baseada no MEF 2.5D é bastante simples. O aspecto basilar de tal incorporação consiste na definição das funções de mudança de coordenadas nodais para o referencial complexo.

As referidas funções são derivadas através da continuidade da solução para além do domínio de interesse, tendo presente o cuidado de corresponderem a uma solução suave de evolução da atenuação, de modo a evitar reflexões espúrias no interior do domínio correspondente ao PML (Johnson, 2010). Os requisitos que tais funções devem satisfazer são cumpridos adoptando funções com a seguinte configuração:

$$\lambda_{y}(y) = \frac{2\pi}{abs(k)} \frac{y}{H_{y}} - i \frac{k_{0}}{k} \left(\frac{y}{H_{y}}\right)^{2}$$
(20)

$$\lambda_{z}(z) = \frac{2\pi}{abs(k)} \frac{z}{H_{z}} - i \frac{k_{0}}{k} \left(\frac{z}{H_{z}}\right)^{2}$$
(21)

em que k_0 é uma constante de valor adequado(no presente estudo concluiu-se que um valor de $k_0=20$ dá origem a bons resultados); H_y e H_z correspondem à espessura da camada absorvente nas direcções y e z, respectivamente; k é o número de onda que corresponde ao comprimento de onda propagante ao longo da secção transversal do problema, o qual é dado por:

$$k = \sqrt{\left(\frac{\omega}{C_{s}}\right)^{2} - k_{1}^{2}}$$
(22)

em que C_s é a velocidade de propagação das ondas de corte no terreno.

A parte real das funções de mudança de referencial é introduzida para permitir um ajustamento da malha, a fim de se obter uma espessura do domínio PML adequada ao comprimento de onda propagante (Alves Costa et al., 2010). Deste modo, no método proposto, a malha PML é sempre gerada com um metro de espessura e divide-se em cinco ou seis sub-camadas (segundo estudos desenvolvidos por Yang & Hung (1996) e posteriormente aferidos por Alves Costa et al. (2010), o número em causa corresponde ao valor mínimo de discretização compatível com a acuidade dos resultados), sendo o seu carácter adaptativo conferido pelas funções de mudança de referencial. Efectivamente, a malha do domínio PML é adaptativa (estica ou encolhe) mediante o número de onda e este efeito é conseguido através das funções de transformação. As funções de mudança de referencial propostas foram validadas comparando os resultados obtidos pelo modelo proposto com os fornecidos por soluções teóricas.

Deve notar-se que, se o radicando da equação 22 for negativo, as funções de mudança de referencial não têm parte imaginária, isto é, a onda que se propaga ao longo da secção transversal do problema é evanescente e, consequentemente, as funções de mudança de referencial 20 e 21 são valores reais puros, ou, dito de outra forma, não há atenuação da onda, havendo contudo um ajustamento da malha, a fim de melhor simular o carácter infinito do domínio.

3 – VALIDAÇÃO TEÓRICA

3.1 - Carga vertical num meio indefinido

Com o intuito de testar a fiabilidade e a precisão do modelo implementado, um exemplo simples foi simulado sendo os resultados comparados com a solução analítica explícita proposta por Tadeu e Kausel (2000). A Fig. 3 mostra as características principais do problema, bem como a geometria da malha de elementos finitos 2.5D adoptada. Para a análise numérica, tirou-se partido das condições de simetria e anti-simetria do problema, impondo-se as condições de fronteira da malha de elementos finitos 2.5D indicadas na Fig. 3b.



Fig. 3 – Descrição do problema de validação: a) propriedades do meio indefinido; b) malha de elementos finitos 2.5D.

O domínio de interesse tem $3m \times 3m$ de secção transversal e é representado por elementos finitos 2.5D, sendo a largura de cada elemento $l_e=0,3$ m. Por sua vez, ao longo do contorno exterior do referido domínio, ou seja, nas fronteiras artificiais, é aplicada uma camada de elementos PML com 1m de espessura, sendo a sua dimensão ajustável em função do comprimento de onda que se propaga no plano YOZ.

O meio indefinido é excitado por uma carga vertical que é harmónica em relação ao eixo longitudinal de coordenadas x, com número de onda k_1 . No domínio espaço-frequência, a carga é dada por:

$$p_{i}(x, y, z, \omega) = \delta_{ii}\delta(y)\delta(z)\cos(k_{1}x)$$
(23)

Uma vez que a carga é harmónica, os deslocamentos resultantes também são harmónicos:

$$\mathbf{u}_{i}(\mathbf{x},\mathbf{y},\mathbf{z},\omega) = \mathbf{u}_{i}(\mathbf{k}_{1},\mathbf{y},\mathbf{z},\omega)\cos(\mathbf{k}_{1}\mathbf{x})$$
(24)

As Fig. 4 e Fig. 5 mostram os deslocamentos verticais ao longo do eixo y para números de onda k_1 adimensionais, definidos como $k_1 = k_1 Cs/\omega$, e para frequências de 10 Hz e 75 Hz, respectivamente.



Fig. 4 – Parte real e imaginária do deslocamento vertical $u_z(x,y,z,\omega)$ ao longo do eixo y do meio indefinido quando solicitado por uma carga vertical com uma frequência de excitação de 10 Hz e para os números de onda adimensionais: a) \mathbf{k}_1 =0.5; b) \mathbf{k}_1 =1.0; c) \mathbf{k}_1 =1.5.

100

Analisando os resultados apresentados nas Fig. 4 e Fig. 5, pode-se concluir que a concordância entre as soluções numéricas e teóricas é esplêndida, independentemente do número de onda ou frequência. Deve ser salientado que, para \mathbf{k}_1 superior a 1 apenas são originadas ondas evanescentes ao longo da secção transversal, tal como sugerido pela equação 22. Dado o facto do amortecimento material considerado ser muito reduzido, a componente imaginária da resposta é praticamente nula quando \mathbf{k}_1 é superior à unidade, evidenciando o carácter evanescente da resposta. Este efeito também é muito bem reproduzido pelo modelo numérico, verificando-se uma correspondência perfeita entre os resultados numéricos e teóricos.



Fig. 5 – Parte real e imaginária do deslocamento vertical $u_z(x,y,z,\omega)$ ao longo do eixo y do meio indefinido quando solicitado por uma carga vertical com uma frequência de excitação de 75 Hz e para os números de onda adimensionais: a) $\mathbf{k_1}$ =0.5; b) $\mathbf{k_1}$ =1.0; c) $\mathbf{k_1}$ =1.5.

Um outro aspecto muito relevante que é evidenciado pelos resultados agora expostos, com especial destaque para a Fig. 4a, prende-se com a capacidade do modelo em reproduzir com acuidade ondas propagantes, mesmo quando o seu comprimento de onda é substancialmente superior ao domínio de interesse. Com efeito, nas condições da Fig. 4a, o comprimento da onda de corte propagante é de cerca de 14,5 m, correspondendo assim a cerca de 5 vezes a dimensão do domínio de interesse. A notória capacidade do modelo em reproduzir tal efeito deve-se à configuração adoptada para as funções de mudança de referencial adoptadas para o PML (expressões 20 e 21). A

introdução de uma componente real função do número de onda propagante na secção transversal permite que o modelo adapte automaticamente a dimensão dos elementos PML, acomodando assim a capacidade de simulação de grandes comprimentos de onda.

Pretendendo alargar o procedimento de validação, uma análise 2D também foi realizada. Na verdade, impondo k_1 =0, o problema 2.5D redunda numa análise de deformação plana 2D. Para essa situação e assumindo o espaço indefinido com as propriedades indicadas na Fig. 3a, assim como o modelo descrito na Fig. 3b, considerou-se agora uma carga vertical transiente em correspondência com o impulso de Ricker ilustrado na Fig. 6. O ponto de aplicação da acção corresponde à origem do referencial (ver Fig. 3a).



Fig. 6 – Impulso de Ricker adoptado: a) representação no domínio do tempo; b) representação no domínio da frequência (conteúdo em frequência).

A Fig. 7 mostra a resposta, no domínio espaço-tempo, dos pontos A e B indicados na Fig. 3b, que estão posicionados no limite do domínio de interesse. Sobrepostos aos resultados numéricos, apresentam-se os resultados teóricos (calculados através das funções de Green 2.5D propostas por Tadeu e Kausel). Mais uma vez, a adesão entre a solução numérica e a teórica é perfeita, não havendo nenhuma distinção entre os resultados obtidos, mesmo para pontos localizados ao longo da fronteira do domínio interesse. Este facto evidencia uma vez mais a capacidade do modelo proposto, mesmo quando o ponto em análise pertence à interface MEF-PML. Este aspecto reveste-se de muita importância, pois permite que não haja necessidade de qualquer subaproveitamento do domínio de interesse, prescindindo a simulação de uma zona de sacrificio para a qual poderiam existir reservas quanto à qualidade dos resultados obtidos.



Fig. 7 – Deslocamentos verticais no domínio do tempo, devido à excitação induzida pelo impulso de Ricker: a) Ponto A; b) Ponto B.

Ainda em torno do mesmo exemplo de validação, uma comparação de resultados mais abrangente é dada pela Fig. 8, onde o campo de deslocamentos verticais é descrito para alguns instantes temporais. Apenas o segundo quadrante da figura foi calculado pelo método numérico, sendo os resultados representados nos restantes quadrantes obtidos pela solução teórica proposta por Tadeu e Kausel (2000). Como se pode verificar, a concordância de resultados é perfeita para qualquer um dos instantes considerados, não se constatando qualquer reflexão espúria nas fronteiras artificias do problema.



Fig. 8 - Campo de deslocamentos verticais do meio indefinido devido à excitação induzida pelo impulso de Ricker para diferentes instantes temporais: a) t=0.214s, b) t=0.219s, c) t=0.224s, e d) t = 0.229 s.

3.2 – Túnel embebido num meio indefinido

Apesar do indubitável interesse dos resultados apresentados na secção anterior, os quais realçam a precisão e potencialidade do modelo desenvolvido, não deve ser esquecido que o objectivo é o desenvolvimento de uma ferramenta numérica para a análise da resposta dinâmica de túneis. Tendo presente tal objectivo, para este exemplo de validação foi seleccionado um conjunto de resultados previamente apresentados num estudo elaborado por Gupta et al. (2007). O caso de estudo em

consideração foi utilizado para a validação de um modelo numérico desenvolvido por esses autores, comparando para o efeito a solução numérica com os resultados semi-analíticos fornecidos pelo modelo PiP (Pipe in Pipe) desenvolvido por Forrest e Hunt (2006), o qual foi posteriormente aperfeiçoado por Hussein e Hunt (2007). Em concreto, o estudo apresentado de seguida compara três metodologias distintas para a análise da resposta dinâmica de um túnel embebido num meio indefinido: i) o modelo 2.5D MEF-PML agora proposto; ii) o modelo periódico MEF-MEC apresentado por Gupta et al. (2007); iii) o modelo semi-analítico PiP, que é aqui assumido como a solução de referência.

A Fig. 9 resume as propriedades do túnel e do meio indefinido envolvente. O túnel, com um raio interno de 2,75 m e um revestimento de betão, com 0,25 m de espessura, é submetido a uma carga pontual vertical harmónica aplicada na sua base. Os pontos de observação são definidos por coordenadas polares na secção transversal do problema e por coordenadas rectangulares na direcção ortogonal, tal como se segue: x=0 m, r, θ . A carga é aplicada no ponto com coordenadas (0; 2,75;0).

A malha de elementos finitos tem 10 m de largura e 40 m de altura, ou seja prolonga-se 20 m na direcção z relativamente ao centro do túnel (note-se que os pontos A e C pertencem à interface entre o domínio dos elementos finitos e dos PML's). O domínio foi discretizado em elementos finitos 2.5D, sendo a largura de cada elemento inferior a 0,6 m, a fim de obter resultados precisos para frequências até 80 Hz. Para evitar reflexões espúrias de ondas que possam atingir as fronteiras artificiais do problema, uma camada de elementos PML com 1m espessura, compreendendo cinco camadas de elementos finitos 2.5D, foi acoplada ao longo das fronteiras artificiais.



Fig. 9 – Túnel inserido num meio indefinido: a) Descrição do problema; b) Malha de elementos finitos 2.5D.

A Fig. 10 mostra a parte real da norma do campo de deslocamentos para o plano YOZ, ou seja, o plano que compreende a carga e os pontos de observação, para frequências distintas. Uma inspecção preliminar das figuras permite antecipar a boa qualidade dos resultados, não sendo percepcionada perturbação alguma dos campos de deslocamentos na proximidade das fronteiras do modelo.

Note-se que apesar da representação bidimensional apresentada na Fig. 10, os resultados correspondem a uma análise tridimensional. Com efeito, o problema foi resolvido para sucessivos valores de k₁, sendo posteriormente invertido para o domínio do espaço.



Fig. 10 – Parte real do campo de deslocamentos ao longo do plano yoz induzido por uma carga pontual harmónica, aplicada na base do túnel, com frequências distintas ($\times 10^{-11}$): a) 20 Hz; b) 40 Hz; c) 60Hz; d) 80 Hz.

A comparação entre os resultados proporcionados pelos diferentes modelos está patente na Fig. 11, onde se ilustra o módulo da função de transferência do deslocamento vertical para cada um dos pontos de observação indicados na Fig.9 a.



Fig. 11 – Função de transferência dos deslocamentos verticais em diferentes locais: a) Ponto A; b) Ponto B; c) Ponto C.

Como se pode constatar, uma muito boa precisão é alcançada com o modelo proposto. Na realidade, há uma concordância quase perfeita entre os resultados numéricos fornecidos pelo modelo proposto e os resultados obtidos usando o modelo PiP. Note-se que o modelo PiP é um modelo semianalítico baseado na teoria de propagação de ondas em tubos de parede espessa, o que permite obter uma solução exacta nas presentes condições, ou seja um túnel embebido num espaço indefinido (Forrest e Hunt, 2006). Porém, pese embora as recentes alterações introduzidas no referido modelo, nomeadamente no que concerne à possibilidade de simulação de túneis em meios semi-indefinidos (Hussein e Hunt, 2009), não poderá deixar de ser referido que a solução não dá cumprimento a todos os requisitos de compatibilidade e equilíbrio, estando-lhe inerente um erro de génese, o qual é tanto mais significativo quanto mais superficial for o túnel (Galvín et al., 2010). Para além disso, o modelo numérico proposto é muito versátil, permitindo simular geometrias complexas, que não são possíveis de atender num modelo semi-analítico como o PiP.

No que diz respeito à comparação com o modelo periódico MEF-MEC proposto por Gupta et al. (2007), é claro, a partir dos resultados mostrados acima, que o modelo 2.5D MEF-PML o pode suplantar em termos de precisão. De facto, a ondulação entre os picos com um passo de 20 Hz, que está presente na Fig. 11a, é muito bem reproduzida no modelo proposto, não sendo tão perceptível na solução alcançada por Gupta et al. (2007). Um pequeno aparte relativamente a esta modulação:
a sua configuração deve-se à interferência entre ondas de corte e ondas longitudinais, a qual leva a uma minimização da resposta para frequências concretas em função da localização do ponto receptor face à fonte de excitação dinâmica.

É também de salientar a alta precisão alcançada mesmo para pontos localizados na fronteira entre o domínio de interesse, ou seja, o domínio descrito pelo MEF 2.5D e o domínio PML.

4 – ESTUDO PARAMÉTRICO DAS VIBRAÇÕES INDUZIDAS NUM TÚNEL EM MEIO SEMI-INDEFINIDO

4.1 - Descrição do cenário de referência

Após a validação teórica do modelo numérico, nesta secção é apresentado um estudo paramétrico cujo objectivo é contribuir para um melhor entendimento da influência das propriedades do solo e do túnel na propagação de vibrações induzidas pela aplicação de uma acção dinâmica na soleira do túnel.

A Fig. 12 ilustra a geometria e as propriedades mecânicas adoptadas para o cenário de referência.



Fig. 12 - Geometria e propriedades dos materiais adoptados para o cenário de referência

O estudo proposto contempla um túnel pouco profundo envolvido por um maciço homogéneo e semi-indefinido. A excitação dinâmica resulta da aplicação de uma carga vertical, de amplitude unitária (1N), harmónica, com frequência variável, na base do túnel. A Fig. 12 mostra a localização dos diversos pontos de observação considerados à superfície, bem como do ponto do túnel situado sob a carga aplicada. Os pontos de observação e o ponto de aplicação da acção encontram-se incritos na mesma secção transversal (condição de carga parada). Sem embargo, o problema mantém-se tridimensional uma vez que é considerada uma carga pontual.

Relativamente à simulação numérica, desenvolveu-se um modelo 2.5D MEF-PML tirando partido das condições de simetria do problema em análise. O domínio de interesse foi considerado com uma largura de 20m, ou seja, o alinhamento vertical que incluí o ponto F indicado na Fig. 12 corresponde à fronteira desse domínio. A dimensão dos elementos finitos foi definida de modo a permitir analisar uma gama de frequências até aos 80Hz. Acoplada ao domínio de interesse, foi considerada uma fiada de 2.5D PML's com 1 metro de espessura, dividida em 6 sub-camadas. A Fig. 13 mostra a malha de elementos finitos adoptada para o cenário de referência.

Tendo como base o cenário de referência descrito, foi desenvolvido um estudo paramétrico cujas principais conclusões são apresentadas nas secções seguintes.



Fig. 13 – Malha de elementos finitos adoptada para o cenário de referência.

4.2 - Influência da profundidade do túnel

Do ponto de vista da resposta dinâmica induzida na superfície do solo, é de todo evidente que a profundidade do túnel é um aspecto importante que deve ser abordado na análise do presente problema. Nesse sentido, foram consideradas duas profundidades adicionais, em correspondência com H = 12 m e H = 15 m, para além do cenário de referência, onde H = 9 m.

A Fig. 14 mostra o deslocamento vertical induzido nos pontos de referência localizados à superfície do maciço e para os três cenários distintos em análise.

Uma visão geral da Fig. 14 permite concluir que a tendência da resposta dinâmica da superfície do solo é bastante complexa. Diversos aspectos contribuem para essa complexidade, nomeadamente a interacção ao longo da superfície livre entre de ondas de compressão, de corte e de Rayleigh, sendo consequência dessa interacção o comportamento ondulante exibido e os picos invertidos (abaixamentos) presentes nas curvas. O passo da frequência desses picos invertidos varia em função da profundidade do túnel porque a sua ocorrência é dependente da distância entre a fonte e o receptor.

No entanto, apesar da complexidade da tendência, é indiscutível que quanto mais profundo é o túnel mais reduzidos são os níveis de vibração. Na verdade, este efeito é bastante evidente para os pontos mais próximos do alinhamento do túnel, como pode ser visto nas Fig. 14a e b, ou para os pontos localizados longe do alinhamento do túnel (Fig. 14e, f). No último caso, o efeito é mais pronunciado para as frequências superiores a 20 Hz. Este efeito de atenuação em função da profundidade do túnel pode ser atribuído a duas causas principais; i) ao amortecimento, dado que a distância da fonte ao receptor aumenta com a profundidade do túnel, ii) à diminuição da gama de frequências para as quais a excitação gera ondas de Rayleigh. Se a primeira causa tem maior reflexo nos pontos mais próximos do túnel, tanto que é exactamente nesses pontos que a distância fonte receptor é mais influenciada pela profundidade do túnel, a segunda causa justifica em boa parte a conclusão referente aos pontos de observação mais afastados. A esse respeito, Gupta et al. [3] mostrou que o conteúdo de frequência das ondas de Rayleigh é confinado a uma gama de frequências até C_R/d , em que d é a profundidade da fonte e C_R é a velocidade das ondas de Rayleigh. Assim, o aumento da profundidade do túnel conduz a uma redução da gama de frequências onde o contributo das ondas de Rayleigh é importante. Note-se que enquanto para H=9,0 m a frequência de corte das ondas de Rayleigh corresponde a aproximadamente 20Hz-30Hz, para o cenário do túnel mais profundo a respectiva frequência de corte encontrar-se-á nos 13 a 20 Hz.

Um outro aspecto interessante que é possível observar na Fig. 14 prende-se com as frequências para as quais ocorrem os valores mínimos da resposta mediante a profundidade do túnel. Com efeito, quanto maior é a profundidade do túnel menor é a frequência para a qual se verifica tal efeito, sendo a diferença de frequência de ocorrência menor na gama das baixas frequências quando comparada com a gama das altas frequências. Ainda relativamente a este aspecto é notória a diminuição da referida diferença com o aumento da distância do ponto de observação, o que aliás se encontra bem patente na Fig. 14f.



Fig. 14 – Amplitude do deslocamento vertical para profundidades distintas do túnel em diferentes pontos de observação: a) ponto A; b) ponto B; c) ponto C; d) ponto D; e) ponto E; f) ponto F

Analisando agora a resposta dinâmica do ponto localizado sob a carga aplicada, verifica-se que a profundidade do túnel teve um efeito negligenciável. Como se pode observar na Fig. 15, apenas ligeiras diferenças podem ser observadas nos resultados obtidos, sobretudo se a atenção se encontrar

direcionada para os túneis mais profundos. Esta conclusão é bastante importante do ponto de vista das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário. De facto, as cargas dinâmicas geradas durante a passagem do comboio são dependentes do comportamento dinâmico da base da via (Lombaert e Degrande, 2009; Alves Costa et al., 2012 a). Assim, uma vez que a resposta dinâmica do túnel parece ser muito semelhante, principalmente se a espessura de solo acima do túnel for superior a 1,5 vezes o seu diâmetro, o problema da interacção dinâmica entre o comboio e o resto do sistema (via-túnel-maciço) deve ser independente da profundidade do túnel. Deste modo, as cargas/forças dinâmicas de interacção geradas pelo tráfego ferroviário num túnel com uma certa profundidade podem ser usadas como fonte de excitação (dado de entrada) para o estudo das vibrações geradas num túnel com uma profundidade diferente.



Fig. 15 – Amplitude do deslocamento vertical no ponto de aplicação da carga para profundidades distintas do túnel.

4.3 - Influência da espessura do revestimento do túnel

A espessura do revestimento do túnel é um dos parâmetros que afectam o comportamento dinâmico do túnel no plano, bem como a sua rigidez à flexão na direcção longitudinal e, por conseguinte, o mecanismo de interacção túnel-maciço. Com o intuito de investigar o efeito deste parâmetro no comportamento dinâmico global do sistema, são considerados dois novos cenários, com as seguintes espessuras do revestimento: d=0,5 m e d=0,7 m. O raio exterior do túnel assumese constante sendo o seu valor apresentado na Fig. 12. Embora os valores assumidos para a espessura do revestimento possam parecer exagerados quando comparados com o diâmetro do túnel, do ponto de vista teórico, é importante considerar um contraste elevado dos valores a fim de realçar a influência deste parâmetro.

A Fig. 16 ilustra os deslocamentos verticais dos pontos de observação situados à superfície do maciço em função da frequência de excitação e para os três cenários considerados.

Uma primeira observação da Fig. 16 sugere a divisão dos resultados em dois grupos principais: i) resposta dinâmica para distâncias até 8 m (Fig. 16a, b, c); ii) resposta dinâmica para distâncias superiores a 8 m (Fig16d, e, f). No caso do primeiro grupo, verifica-se que o aumento da rigidez do túnel através do aumento da espessura do seu revestimento não afecta substancialmente os deslocamentos verticais à superfície do maciço. Contudo, nas Fig. 16b e c, observa-se que o primeiro pico invertido se desloca para frequências mais elevadas com o aumento da rigidez do túnel. Este efeito pode dever-se ao aumento das frequências próprias dos modos de flexão do túnel livre no plano, induzido pelo aumento da espessura do seu revestimento. Atentando agora na resposta dinâmica para distâncias superiores a 8 m, a tendência geral aponta para a redução dos deslocamentos verticais à superfície com o aumento da espessura do revestimento, principalmente para frequências superiores a aproximadamente 35 Hz. Este efeito, mais notório com o aumento da distância fonte-receptor deve-se em grande medida ao aumento da rigidez de flexão longitudinal do túnel, o que, por sua vez, permite uma maior degradação da carga aplicada e consequente minimização da resposta. Como é evidente, este efeito será mais notório para comprimentos de onda mais curtos, ou seja, frequências mais elevadas.

Um outro aspecto curioso, e muito enfatizado nas Fig. 16d, e, f, prende-se com o aumento da frequência de ocorrência dos picos invertidos acompanhando a evolução da espessura do revestimento, o que denota bem a influência de rigidez do túnel no mecanismo de interacção túnelmaciço. Com efeito, o aumento de espessura do revestimento conduz a um acréscimo das frequências naturais do túnel, tanto no plano como na direcção longitudinal, conduzindo a um aumento das frequências em que tal efeito se verifica.



Fig. 16 – Amplitude do deslocamento vertical em diferentes locais para espessuras do revestimento do túnel distintas: a) ponto A; b) ponto B; c) ponto C; d) ponto D; e) ponto E; f) ponto F

Face ao anteriormente exposto, pode pois concluir-se que o aumento da rigidez do revestimento do túnel pode ser encarado como uma medida de mitigação para a redução das vibrações induzidas pelo tráfego, quando a distância entre a fonte e o receptor é superior a 1,5 vezes o diâmetro do túnel, sendo pouco eficaz para distâncias menores do que a referida.

No que diz respeito à influência da espessura do revestimento na resposta dinâmica do próprio túnel, a Fig. 17 compara os deslocamentos verticais do ponto situado sob a carga aplicada para os três cenários considerados.



Fig. 17 – Amplitude do deslocamento vertical no ponto de aplicação da carga para diferentes espessuras do revestimento do túnel.

Constata-se que, para o ponto onde a carga é aplicada, a tendência geral da amplitude do deslocamento vertical é semelhante para os três cenários considerados. Contudo, o aumento da espessura do revestimento conduz a uma redução considerável da amplitude dos deslocamentos. Assim, contrariamente ao observado na última sub-secção, a espessura do revestimento do túnel é um parâmetro que pode desempenhar um papel não negligenciável no mecanismo de interacção comboio-via-túnel. Com efeito o aumento da espessura do revestimento conduz a um aumento da rigidez do suporte da via que poderá ter reflexo no mecanismo de geração de vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário, tanto mais que o referido mecanismo resulta da interacção dinâmica entre o veículo e o sistema remanescente (via-túnel-maciço). Porém a magnitude de tal influência é dependente das propriedades resilientes da via.

4.4 - Influência do amortecimento material do solo

O problema das vibrações induzidas no interior de túneis é bastante complexo, envolvendo não só as propriedades mecânicas do túnel mas também as propriedades do maciço, como, por exemplo, a sua rigidez, estratificação e amortecimento. Este último parâmetro, de difícil quantificação *in-situ*, merece uma atenção especial dada a sua relevância na minoração da amplitude das vibrações com o aumento da distância fonte-receptor. De modo a ilustrar a influência do amortecimento material do solo um estudo paramétrico é agora apresentado, sendo, para além do cenário de referência onde $\xi=0,04$, analisadas duas outras situações com coeficientes de amortecimento de 0,02 e 0,06.

A atenuação dos níveis de vibração é devida a dois mecanismos distintos: ao amortecimento geométrico e ao amortecimento material. No que concerne ao amortecimento geométrico compete referir que não corresponde a uma perda de energia do sistema, mas sim ao seu espalhamento devido à propagação da onda. Desse modo é apenas dependente da geometria da frente de onda, e, consequentemente, do tipo de onda, e da distância do ponto de observação à fonte de geração. No presente estudo apenas se abordará a influência do amortecimento material, dado que o amortecimento geométrico não é mais do que uma característica intrínseca à configuração própria do sistema. O amortecimento material está associado a uma efectiva dissipação de energia. O seu

efeito é tanto mais evidente quanto mais elevada for a frequência de excitação (menor comprimento de onda) e a distância entre a fonte e o receptor. Este efeito está bem patente na Fig. 18, onde estão representadas as amplitudes dos deslocamentos verticais dos pontos situados à superfície do maciço em função da frequência de excitação.



Fig. 18 – Amplitude do deslocamento vertical em diferentes locais para valores do amortecimento material do solo distintos: a) ponto A; b) ponto B; c) ponto C; d) ponto D; e) ponto E; f) ponto F.

Observando a Fig. 18 podem tecer-se algumas considerações: i) como esperado, o aumento do amortecimento está associado a uma diminuição dos níveis de vibração; ii) o efeito do amortecimento é tanto mais notório quanto maior for a frequência de excitação, independentemente da distância fonte-receptor; iii) o efeito de redução na amplitude devido ao amortecimento material é bastante relevante quando a distância fonte-receptor é elevada (ver Fig. 18f). Estes efeitos

justificam-se pela dependência do efeito do amortecimento em relação ao número de ciclos de vibração a que o material foi submetido. Para frequências mais elevadas, ou seja, comprimentos de onda menores, pode alcançar-se uma redução considerável dos níveis de vibração quando a distância fonte-receptor implica um número significativo de ciclos a que o material fica sujeito.

Relativamente à influência do amortecimento do solo sobre a resposta dinâmica do ponto na soleira túnel, cujos resultados estão representados na Fig. 19, conclui-se que o amortecimento material é um parâmetro mais ou menos negligenciável para a avaliação dos deslocamentos do próprio túnel. Embora não tenha sido analisado no presente trabalho, as conclusões aqui encontradas permitem avançar que o amortecimento material tem uma pequena influência no mecanismo de interacção dinâmica comboio-via, não sendo por isso apreciável o seu efeito no processo de geração de vibrações, contrariamente ao que ocorre no processo de propagação.



Fig. 19 – Amplitude do deslocamento vertical no ponto de aplicação da carga para diferentes valores do amortecimento material do solo.

5 - CONCLUSÕES

No presente artigo um modelo 2.5D MEF-PML foi apresentado e validado. Esta ferramenta de cálculo é especialmente adequada para a análise da resposta dinâmica de estruturas com desenvolvimento infinito, como, por exemplo, túneis e outras infraestruturas de transporte.

Atendendo a que as equações que servem de base à formulação dos PML são bastante semelhantes às equações frequentemente utilizadas numa análise baseada em elementos finitos, a incorporação de uma formulação 2.5D PML numa aplicação numérica baseada no MEF 2.5D é relativamente simples. O aspecto basilar de tal incorporação consiste na definição das funções de mudança de referencial, tendo sido sugeridas e adoptadas funções de mudança de referencial capazes de lidar com ondas evanescentes e propagantes ao longo da secção transversal do domínio.

A validação do método foi realizada numa primeira fase por comparação entre os resultados numéricos e os resultados teóricos calculados através de funções de Green 2.5D. A partir desses exemplos simples demonstrou-se a elevada precisão que pode ser alcançada utilizando o modelo proposto. Na verdade, a concordância entre os resultados teóricos e os numéricos foi perfeita, permitindo inferir a supremacia da técnica dos PML, quando comparada com os procedimentos locais convencionais para absorção de ondas, como por exemplo as fronteiras absorventes ou os elementos infinitos. Para além disso, foi também demonstrado que os domínios ilimitados podem ser simulados com precisão até mesmo adoptando malhas de elementos finitos com dimensão reduzida.

Após a validação teórica preliminar, um segundo exemplo, que compreende a interacção dinâmica túnel-maciço, foi simulado e a solução obtida foi comparada com as anteriormente

descritas por outros autores (Gupta et al., 2007). Apesar da simplicidade do exemplo proposto, ele tem a vantagem de ter sido adoptado por outros autores para validar as suas propostas para lidar com este problema complexo. A comparação entre a solução do modelo 2.5D MEF-PML e as soluções semi-analíticas revelaram um resultado quase perfeito, suplantando os resultados anteriormente obtidos através de um modelo periódico MEF-MEC. Na realidade, mesmo usando uma malha de elementos finitos reduzida, com dimensão igual ao domínio interesse, foi possível obter resultados com uma precisão muito elevada.

Com base na análise de validação teórica, é possível concluir, ou pelo menos sugerir, que a metodologia 2.5D MEF-PML pode ser encarada como uma alternativa interessante a procedimentos numéricos mais complexos como, por exemplo, o modelo 2.5D MEF-MEC. De facto, a abordagem proposta parece superar uma das principais desvantagens do procedimento com base em elementos finitos: a sua incapacidade para lidar com domínios ilimitados.

Por último, com o intuito de destacar as potencialidades da abordagem proposta, apresentou-se um estudo paramétrico, onde se avaliou a influência de alguns parâmetros relacionados com o túnel e com o solo nas vibrações induzidas à superfície, bem como no próprio túnel.

O estudo paramétrico realizado compreendeu a interacção dinâmica entre um túnel e o meio semi-indefinido onde este está integrado, tendo sido investigada a influência de três variáveis (profundidade do túnel, espessura do revestimento do túnel e amortecimento material do solo) nos deslocamentos verticais induzidos, devido à aplicação de uma carga vertical harmónica, não móvel, no interior do túnel. O estudo levado a cabo permitiu ilustrar a influência de cada variável, apresentando-se de seguida as conclusões que podem ser retiradas deste estudo de modo resumido: demonstra-se que há uma diminuição dos níveis de vibração à superfície com o aumento da profundidade do túnel; a influência da espessura do revestimento do túnel na redução de vibrações é apenas significativa para maiores distâncias fonte-receptor (e o efeito será mais notório para comprimentos de onda mais curtos, ou seja, frequências mais elevadas); a redução dos níveis de vibração induzidos por um aumento do amortecimento material do solo é tanto mais evidente quanto maior é a frequência de excitação e a distância fonte-receptor. Com base no estudo realizado foi também possível constatar que o amortecimento do solo e a profundidade do túnel são parâmetros com influência desprezível no mecanismo de interação dinâmica comboio-via-túnel.

Uma observação final deve ser feita no que diz respeito às potencialidades da abordagem apresentada na previsão de vibrações induzidas pelo tráfego. Na realidade, embora a análise de cargas móveis não tenha sido apresentada no presente artigo, deve salientar-se que o actual modelo numérico foi desenvolvido a partir de uma ferramenta 2.5D MEF-MEC anterior, que permite o estudo da interacção comboio-via-maciço (Alves Costa et al., 2012a; Alves Costa et al., 2012c), estando estas mesmas potencialidades também disponíveis na presente proposta, ou seja, o modelo numérico é capaz de simular problemas com cargas móveis, bem como a interacção comboio-via, sendo, desse ponto de vista, uma ferramenta numérica abrangente para resolver problemas de vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário em túneis.

6 - AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado pelos projectos POCI-01-0145-FEDER-007457 - CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construções e POCI-01-0145-FEDER-029577, financiados pelo FEDER e pelo COMPETE2020 - Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) – pelo PIDDAC e pela FCT - Fundação para a Ciência e a Tecnologia.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alves Costa, P., et al., A 2.5D finite element model for simulation of unbounded domains under dynamic loading, in 7th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, T. Benz and S. Nordal, Editors. 2010: Trondheim. p. 782-790.
- Alves Costa, P., et al., *Influence of soil non-linearity on the dynamic response of high-speed railway tracks*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2010. 30(4): p. 221-235.
- Alves Costa, P., Moving loads on the ground: a 2.5D transformed finite element code for traintrack-soil interaction, in (Relatório interno). 2008, FEUP: Porto.
- Alves Costa, P., R. Calçada, and A. Cardoso, *Track-ground vibrations induced by railway traffic: In-situ measurements and validation of a 2.5D FEM-BEM model.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2012a. 32: p. 111-128.
- Alves Costa, P., R. Calçada, and A. Silva Cardoso, Ballast mats for the reduction of railway traffic vibrations. Numerical study. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2012b. 42(0): p. 137-150.
- Alves Costa, P., R. Calçada, and A. Silva Cardoso, *Track-ground vibrations induced by railway traffic*, in *Applications of Computational Mechanics in Geotechnical Engineering*, L. Sousa, et al., Editors. 2012c, Balkema. p. 125-159.
- Amado Mendes, P., L. Godinho, and P. Alves Costa, 2.5D modeling of soil-structure interaction using a coupled MFS-FEM formulation, in 11th World Congress on Computational Mechanics (WCCM XI), E. Oñate, J. Oliver, and Huerta, Editors. 2014: Barcelona.
- Barbosa, J.M.d.O., J. Park, and E. Kausel, *Perfectly matched layers in the thin layer method*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 2012. 217–220(0): p. 262-274.
- Basu, U. and A.K. Chopra, Perfectly matched layers for time-harmonic elastodynamics of unbounded domains: theory and finite-element implementation. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 2003. 192: p. 1337-1375.
- Basu, U., *Explicit finite element perfectly matched layer for transient three-dimensional elastic waves*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2009. 77: p. 151-176.
- Berenger, J., A perfectly matched layer for absorption of electromagnetic waves. Journal of computational physics, 1994. 114: p. 185-200.
- Bian, X., E. Zeng, and Y. Chen, Ground motions generated by harmonic loads moving in subway tunnel, in Proceedings of the Third International Symposium on Environmental Vibrations: Prediction, Monitoring, Mitigation and Evaluation. ISEV 2007. 2007: Taipei, Taiwan.
- Bian, X., W. Jin, and H. Jiang, Ground-borne vibrations due to dynamic loading from moving trains in subway tunnels. Journal of Zhejiang University - Science A (Applied Physics & Engineering), 2012. 13(11): p. 870-876.
- Chew, W. and Q. Liu, *Perfectly matched layers for elastodynamics: a new absorbing boundary condition.* Journal of Computational Acoustics, 1996. 4: p. 341-359.
- Clouteau, D., et al., *Free field vibrations due to dynamic loading on a tunnel embedded in a stratified medium.* Journal of Sound and Vibration, 2005. 283(1-2): p. 173-199.
- Domínguez, J., Boundary Elements in Dynamics. 1993: Elsevier Applied Science.
- Forrest, J. and H. Hunt, *A three-dimensional tunnel model for calculation of train-induced ground vibration*. Journal of Sound and Vibration, 2006. 294: p. 678-705.
- François, S., et al., A 2.5D coupled FE–BE methodology for the dynamic interaction between longitudinally invariant structures and a layered halfspace. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 2010. 199(23-24): p. 1536-1548.
- François, S., et al., A 2.5D displacement-based PML for elastodynamic wave propagation, in IV European Conference on Computational Mechanics 2010: Paris, France.
- François, S., Nonlinear modelling of the response of structures due to ground vibrations, in Departement Burgerlijke Bouwkunde. 2008, Katholieke Universiteit Leuven: Leuven.

- Galvín, P. and J. Domínguez, Experimental and numerical analyses of vibrations induced by highspeed trains on Córdoba-Málaga line. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2009. 29(4): p. 641-657.
- Galvín, P., et al., A 2.5D coupled FE-BE model for the prediction of railway induced vibrations. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2010. 30(12): p. 1500-1512.
- Godinho, L., et al., A coupled MFS-FEM model for 2-D dynamic soil-structure interaction in the frequency domain. Computers & Structures, 2013. 129(0): p. 74-85.
- Grundmann, H. and J. Dinkel, *Moving oscillating loads acting on a dam over a layered half space*, in *Wave 2000*, C. Schmid, Editor. 2000, Balkema: Bochum. p. 53-70.
- Gupta, S., et al., A comparison of two numerical models for the prediction of vibrations from underground railway traffic. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2007. 27(7): p. 608-624.
- Gupta, S., et al., *Influence of tunnel and soil parameters on vibrations from underground railways.* Journal of Sound and Vibration, 2009. 327: p. 70-91.
- Gupta, S., et al., Numerical modelling of vibrations from a Thalys high speed train in the Groene Hart tunnel Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2010. 30(3): p. 82-97.
- Hussein, M. and H. Hunt, A computationally efficient software application for calculating vibration from underground railways. Journal of Physics Conference Series, 2009. 181(1): p. 1-6.
- Hussein, M. and H. Hunt, A numerical model for calculating vibration from a railway tunnel embedded in a full-space. Journal of Sound and Vibration, 2007. 305(3): p. 401-431.
- Hwang, R. and J. Lysmer, *Response of buried structures to travelling waves*. Journal of Geotechnical Engineering Division, 1981. 107(2): p. 183-200.
- Johnson, S., Notes on Perfectly Matched Layers (PMLs), L. notes, Editor. 2010, Massachusetts Institute of Technology.
- Jones, S. and H. Hunt, *Predicting surface vibration from underground railways through inhomogeneous soil.* Journal of Sound and Vibration, 2012. 331: p. 2055-2069.
- Jones, S. and H. Hunt, *Voids at the tunnel–soil interface for calculation of ground vibration from underground railways*. Journal of Sound and Vibration, 2011. 330: p. 245-270.
- Kausel, E. and J.M. de Oliveira Barbosa, *PMLs: A direct approach*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2012. 90(3): p. 343-352.
- Khani, M., Dynamic Soil-Structure Interaction Analysis Using the Scaled Boundary Finite Elements Method in School of Civil and Environmental Engineering. 2007, University of New South-Wales: Sidney.
- Kuo, K.A., H. Hunt, and M. Hussein, The effect of a twin tunnel on the propagation of ground vibration from an underground railway. Journal of Sound and Vibration, 2011. 330: p. 6203-6222.
- Liu, G. and S. Jerry, A non-reflecting boundary for analyzing wave propagation using the finite element method. Finite Elements in Analysis and Design, 2003. 39(5-6): p. 403-417.
- Lombaert, G. and G. Degrande, *Ground-borne vibration due to static and dynamic axle loads of InterCity and high-speed trains*. Journal of Sound and Vibration, 2009. 319(3-5): p. 1036-1066.
- Lopes, P., et al., Análise numérica de vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis baseada em modelos 2.5D, in 12° Congresso Nacional de Geotecnia, G. Correia, Editor. 2010: Guimarães. p. CD-ROM publication.
- Lopes, P., et al., Modeling of infinite structures by 2.5D FEM-PML. Application to the simulation of vibrations induced in tunnels, in Railways 2012. The First International Conference on Railway Technology: Research, Development and Maintenance, J. Pombo, Editor. 2012: Tenerife, Canarias.
- Lopes, P., et al., Numerical Modeling of Vibrations Induced in Tunnels: A 2.5D FEM-PML Approach, in Traffic Induced Environmental Vibrations and Controls: Theory and Application, H. Xia and R. Calçada, Editors. 2013, Nova. p. 133-166.

- Lysmer, J. and R.L. Kuhlemeyer, *Finite dynamic model for infinite media*. Journal of Engineering Mechanics Division, 1969. 95: p. 859-877.
- Muller, K., Dreidimensionale dynamische Tunnel-Halbraum-Interaktion, in Lehrstuhl fur Baumechanik. 2007, Technische Universitat Munchen: Munchen.
- Rieckh, G., et al., A 2.5D-Fourier-BEM model for vibrations in a tunnel running through layered anisotropic soil. Engineering Analysis With Boundary Elements, 2012. 36: p. 960-967.
- Sheng, X., C. Jones, and D. Thompson, Prediction of ground vibration from trains using wavenumber finite and boundary element method. Journal of Sound and Vibration, 2006. 293: p. 575-586.
- Sommerfeld, A., Partial Differential Equations in Physics. 1949, New York: Academic Press.
- Tadeu, A. and E. Kausel, *Green's functions for two-and-a-half-dimensional elastodynamic problems.* Journal of Engineering Mechanics, 2000. 126(10): p. 1093–1096.
- Wolf, J.P., The Scaled Boundary Finite Element Method. 2003: Wiley.
- Yang, Y. and H. Hung, *Soil Vibrations Caused by Underground Moving Trains*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2008. 134(11): p. 1633-1644.
- Yang, Y., S. Kuo, and H. Hung, Frequency independent infinite elements for analyzing semi-infinite problems. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1996. 39: p. 3553-3569.
- Yang, Y.B. and H.H. Hung, A 2.5D finite/infinite element approach for modelling visco-elastic body subjected to moving loads. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2001. 51: p. 1317-1336.
- Yaseri, A., M.H. Bazyar, and N. Hataf, 3D coupled scaled boundary finite-element/finite-element analysis of ground vibrations induced by underground train movement. Computers and Geotechnics, 2014. 60(0): p. 1-8.

Much more support to your business.













Incotep - Anchoring Systems

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

Know our solutions for your processes

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







A company Açotubo Group





 Sede Lagoas Park - Edifício 2 2740-245 Parto Salvo - P

2740-265 Porto Salvo - Portugal Tel.:[+351] 217 912 300 Fax: [+351] 217 941 120/21/26

Angola

Alameda Manuel Van Dunen 316/320 - A Caixa Postal 2857 - Luanda Tel.:[+34] 915 550 903 Fax: [+34] 915 972 834 Argélia

Argetia Parc Miremont – Rua A, Nº136 - Bouzareah 16000 Alger TeL:[+213] 219 362 83 Fax: [+213] 219 365 66

• Brasil Rua Iguatemi, nº488 - 14º - Conj. 1401 CEP 01451 - 010 - Itaim Bibi - São Paulo Tel.: (+55) 112 144 5700 Fax: (+55) 112 144 5704 • Espanha Avenida Alberto Alcocer, nº24 - 7º C 28036 Madrid Tel.:(+34) 915 550 903 Fax: (+34) 915 972 834

• Moçambique Avenida Julyus Nyerere, 130 - R/C Maputo TeL:1+2581 214 914 01 Fax: (+258) 214 914 00

www.teixeiraduarte.pt

- 1. TECCO[®] SYSTEM³ teste em escala real, Suíça, outubro 2012
- 2. TECCO[®] SYSTEM³ instalação, B462, Alemanha
- 3. Ângulo máximo de inclinação de 85° durante o teste de campo





TECCO[®] SYSTEM³ – Seu talude estabilizado

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

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

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

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



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



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





SPECIALISTS IN GEOTECHNICAL IN-SITU TESTS AND INSTRUMENTATION

GEOTECHNICAL SERVICES (onshore and offshore)

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

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

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

0800 979 3436

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





www.geofix.com.br

Deutsche Technologie e um toque brasileiro.

15

Fundada há mais de 150 anos na Alemanha, a Huesker é hoje uma referência mundial em geossintéticos. Aqui no Brasil, adicionamos um toque bem brasileiro a toda a qualidade e tecnologia dos nossos produtos.

Proximidade, envolvimento e flexibilidade são os fatores que, nestes 15 anos, nos permitiram desenvolver soluções sob medida para cada caso e manter relações duradouras com nossos clientes.

Isso é a tecnologia alemã e o abraço brasileiro a seu serviço.

Fale com a Huesker: www.huesker.com.br huesker@huesker.com.br (12) 3903 9300



ESKER Tecnologia alemã, Deutsche Technologie, abraço brasileiro. brasilianische Umarmung.

CONSULTORES DE ENGENHARIA E AMBIENTE









GEOLOGIA E GEOTECNIA

Hidrogeologia • Geologia de Engenharia • Mecânica das Rochas • Mecânica de Solos Fundações e Estruturas de Suporte • Obras Subterrâneas • Obras de Aterro Estabilidade de Taludes • Geotecnia Ambiental • Cartografia Geotécnica



Sistemas de Abastecimento de Água e de Águas Residuais e Pluviais

Infra-estruturas Rodoviárias, Ferroviárias e Aeroportuárias



PORTUGAL REGIÃO CENTRO E SUL

1) 210 125 000, (351) 217 925 000 1) 217 970 348 100/00/1 de Outubro, 011 LISBOA @coba.pl oha ot

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

REGIÃO NORTE

Mouzinho de Albuquerque, 744, 1º. 0-203 MATOSINHOS (351) 229 380 421 (351) 229 373 648 nico pl

ANGOLA ANGOLA Yaceta Farinha Leitão, edifício nº 27, 27-A - 2º Dta Jairro do Maculusso, LUANDA él/Fax: (244) 222 338 513 E-mail: geral.coba-angolo@netcabo.co.ao

Estruturas Geotécnicas Cartografia e Cadastro

Aproveitamentos Hidráulicos

Produção e Transporte de Energia Eléctrica

Controle de Segurança e Reabilitação de Obras

Gestão e Fiscalização de Empreendimentos

Agricultura e Desenvolvimento Rural

MOCAMBIQUE

Contro de Escritórios Pestano Rovumo Hotel. Centro de Escritórios Pestano Rovumo Hotel. Rei: (258) 21 328 813 Tex: (258) 21 016 165 Tim: (258) 820 047 454

Ambiente

ARGELIA

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

BRASI

Rua Buenos Aires 68, 25° Centro, Rio de Janeiro, RJ - CEP 20.070-022 Tel. (55 21) 3553 67 30 Fel. (55 21) 8366 00 06

erador Virgilio Tavora 1701, Sala 403 sta - Fortaleza CEP 60170 - 251 (55 85) 3244 32 85 (55 85) 3244 32 85

EMIRATOS ÁRABES UNIDOS LLJ Business Center, Al Jazeera Stadium PO Bax 38360, Abu Dhabi – U.A.E. Tel: (971) 2.495 0675 Fax: (971) 2.454672



CONSTRUINDO UM MUNDO MELHOR







Consultoria em Engenharia e Arquitetura Geologia, Geotecnia, Fiscalização de Obras Geotécnicas Barragens de Aterro, Obras Subterrâneas, Estruturas de Supor

ndações Especiais, Tratamento de Terrenos, Geomateriais



www.tpfplanegecenor.pt

PROVA DE CARGA ESTÁTICA Célula Expansiva Hidrodinâmica®

DISPENSA SISTEMA DE REAÇÃO

- Ideal para qualquer capacidade de carga.
- Economia, segurança e rapidez na execução.
- Indicado para todos os tipos de fundação.
- Pioneira mundial em prova de carga estática bidirecional.

"Há 44 anos desenvolvendo nossas tecnologias, soluções inteligentes e criativas dentro da engenharia de solos."

REFORÇO DE FUNDAÇÕES MICROESTACA ARCOS[®]:

Ideal para reforço de fundações e cravação de estacas em locais de difícil acesso.
Economia, segurança e rapidez na execução.

+55 31 3274.0155 | www.arcos.eng.br Belo Horizonte - MG - Brasil

Desde 1969





Tel. 21 995 80 00 Fax. 21 995 80 01 e.mail: mail@geocontrole.pt www.geocontrole.pt



APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS

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

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

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

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

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

PRESENTACIÓN DE ORIGINALES

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

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

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

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

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

- 3 Editorial António Gomes Correia
- 5 Análise numérica de solos não saturados colapsíveis: aplicação em uma pequena barragem de terra experimental *Numerical analysis of collapsible unsaturated soils: application to a small experimental dam José Benevides Lôbo Neto, Francisco Chagas da Silva Filho, Caio Petrônios de Araújo Lopes*
- 21 Aplicação de solo com areia descartada de fundição em aterros sanitários *Application of soil with waste foundry sand in landfills Luciene Gachet Ferrari Domingues, Gisleiva Cristina dos Santos Ferreira, Marta Siviero Guilherme Pires, Ivonei Teixeira*
- 35 **Propriedades geotécnicas de misturas de solo residual de basalto com resíduos de borracha de pneus** *Geotechnical properties of mixtures of basalt residual soil with tire rubber waste Manuella de Morais, Felipe Ogliari Bandeira, Mauro Leandro Menegotto*
- 51 Fatores de redução para fluência em geocomposto drenante Reduction factors for creep in drainage geocomposites Flávia Silva dos Santos, Ana Cristina Castro Fontenla Sieira

ARTIGOS A INCLUIR NO VOLUME TEMÁTICO "APLICAÇÃO DE MÉTODOS NUMÉRICOS EM OBRAS DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA"

ARTÍCULOS PARA INCLUIR EN EL VOLUMEN TEMÁTICO "APLICACIÓN DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN OBRAS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA"

PAPERS TO INCLUDE IN THE THEMATIC ISSUE "APPLICATION OF NUMERICAL METHODS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING WORKS" Editores/Editors: José Vieira de Lemos, César Sagaseta Milán, Márcio Muniz de Farias

- 67 Prefácio Prefacio Foreword José Vieira de Lemos, César Sagaseta, Márcio Muniz de Farias
- 71 Modelización numérica de los drenes verticales Numerical modelling of vertical drains Svetlana Melentijevic, Javier Moreno Robles, Pablo Martín Blanco
- 89 Modelação 2.5D MEF-PML de vibrações induzidas em túneis Modeling of vibrations induced in tunnels: a 2.5D FEM-PML approach Patrícia Lopes, Pedro Alves Costa, António Silva Cardoso, Rui Calçada