



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica





julho julio july

2022

155





N.º 155 – julho/julio/july 2022

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

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

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

COMISSÃO EDITORIAL/COMISIÓN EDITORIAL/EDITORIAL BOARD (2021-22)

André P. Assis (U. Brasília, Brasil) Antonio Gens Solé (U. P. Cataluña, Barcelona, España) António Silva Cardoso (FEUP, Porto, Portugal) António Viana da Fonseca (FEUP, Porto, Portugal) Claudio Olalla Marañón (U. P. Madrid, España) Daniel Dias (U. Grenoble, France) Diego Manzanal (U. P. Madrid, España) Eduardo Alonso Pérez de Ágreda (U. P. Cataluña, Barcelona, España) Eduardo Fortunato (LNEC, Lisboa, Portugal) Ennio Palmeira (U. Brasília, Brasil) Enrique Asanza Izquierdo (CEDEX, Madrid, España) Emanuel Maranha das Neves (IST, U. Lisboa, Portugal) Eurípedes Vargas (PUC, Rio de Janeiro, Brasil) Fernando Danziger (COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil) Fernando Marinho (U. São Paulo, Brasil) Fernando Schnaid (UFRGS, Porto Alegre, Brasil) Helder Chaminé (ISEP, Porto; Centro GeoBioTec, U. Aveiro, Portugal) Joaquim Tinoco (U. Minho, Guimarães, Portugal) Jorge Castro González (U. Cantabria, Santander, España) Jorge Zornberg (U. Texas, Austin, USA) José Luis de Justo Alpañés (U. Sevilla, España) José Neves (IST, U. Lisboa, Portugal)

José Vieira de Lemos (LNEC, Lisboa, Portugal) Leandro Alejano Monge (U. Vigo, España) Luis Leal Lemos (FCT, U. Coimbra, Portugal) Manuel Pastor Pérez (U. P. Madrid, España) Márcio S. Almeida (COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil) Marcos Arroyo Álvarez de Toledo (U. P. Cataluña, Barcelona, España) Margarida Pinho-Lopes (U. Aveiro, Portugal) Michéle Casagrande (U. Brasília, Brasil) Nilo Consoli (UFRGS, Porto Alegre, Brasil) Pablo Mira McWilliams (CEDEX, Madrid, España) Paulo da Venda Oliveira (FCT, U. Coimbra, Portugal) Pedro Alves Costa (FEUP, Porto, Portugal) Rafael Jiménez Rodríguez (U. P. Madrid, España) Ramón Verdugo Alvarado (U. Chile, Santiago de Chile, Chile) Renato Cunha (U. Brasília, Brasil) Ricardo Oliveira (COBA/LNEC/UNL, Lisboa, Portugal) Roberto Coutinho (UFP, Recife, Brasil) Rubén Ángel Galindo Aires (U. P. Madrid, España) Tácio M.P. Campos (PUC, Rio de Janeiro, Brasil) Tarcísio B. Celestino (U. São Paulo, São Carlos, Brasil) Willy A. Lacerda (COPPE, UFRJ, 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

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

SEMSIG

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

Publicação quadrimestral / Publicación cuadrimestral / Triannual publication

Edição: Imprensa da Universidade de Coimbra. Edición: Imprensa da Universidade de Coimbra. Execução gráfica: Impressão na Digicreate em Portugal. Ejecución gráfica: Impresa por Digicreate en Portugal. ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 - Depósito Legal em Portugal: 214545/04

Número Especial

A geomecânica de pavimentos rodoviários e ferroviários

Número Especial

Geomecánica de carreteras y ferrocarriles: rellenos, terraplenes y capas de vía

Special Issue

The geomechanics of road and rail pavements

ÍNDICE *Contents*

155 ^{julho} julio july 2022

3	Editorial	António Gomes Correia
5	Prefácio Foreword	Eduardo Fortunato José Estaire Liedi Bernucci
11	Porosidade dos solos tropicais de subleitos de vias urbanas Porosity of tropical soils for subgrade of urban roads	Cassio E. L. de Paiva Driely M. L. Alves Maria Teresa Françoso Irving J. Pizarro Marchena
27	Comportamento cíclico e dinâmico de uma areia siltosa artificialmente cimentada Cyclic and dynamic behaviour of an artificially cemented silty sand	Sara Rios Fabrizio Panico António Viana da Fonseca
55	Nuevos materiales sostenibles para balasto, subbalasto y capa de forma en infraestructuras ferroviarias New sustainable materials for ballast, subbalast and form layer in railway infrastructures	Miquel Morata Royes Joan Peset Iribarren Valentí Fontserè Pujol
77	El problema de la caracterización ambiental de los RCD para su uso en la construcción de terraplenes en España <i>The problem of the CDW environmental</i> <i>characterization for their use in earthworks</i> <i>in Spain</i>	María Santana José Estaire

ÍNDICE *Contents*

103 Cisalhamento direto de lastro ferroviário: Modelo numérico e sua calibração Direct shear of railway ballast: Numerical model and its calibration

119 Uma abordagem de modelação numérica tridimensional do comportamento de longo prazo de vias-férreas considerando a interação dinâmica veículo-via An approach for the tridimensional numerical modelling of the long-term behaviour of railway tracks considering the dynamic train-track interaction Sílvio Tumelero de Moraes Paulo Pereira Alfredo Gay Neto Liedi Bernucci Rosângela Motta Edson Moura

André Paixão José Nuno Varandas Eduardo Fortunato

Editorial *António Gomes Correia* Editor da Revista Geotecnia

Dando continuidade à estratégia de volumes temáticos abordando temas de impacto técnico e científico a Revista Geotecnia publica o segundo volume temático sobre "A geomecânica de pavimentos rodoviários e ferroviários" disponibilizado no portal da Revista Geotecnia (https://impactum-journals.uc.pt/geotecnia/). A preparação deste volume esteve a cargo dos Editores convidados Eduardo Fortunato (pela SPG), José Estaire (pela SEMSIG) e Liedi Bernucci (pela ABMS) a quem a Direção da Revista expressa um agradecimento muito especial, extensivo a todos os autores e revisores dos artigos. Trata-se uma coletânea de 6 artigos que abordam temas relativos à caracterização e modelação experimental e numérica de geomateriais com aplicação a aterros e camadas de pavimentos rodoviários e ferroviários, incluindo ainda a modelação estrutural de estruturas ferroviárias. Nestes geomateriais, para além dos materiais convencionais, estão também contemplados materiais tratados com ligantes hidráulicos, para além de outros materiais não convencionais e de subprodutos industriais. Em suma, as contribuições neste volume temático estão bem alinhadas com a transformação ecológica e as abordagens mecanicistas deste tipo de estruturas que numa forma integrada visam cumprir os princípios da sustentabilidade.

Continuando con la estrategia de volúmenes temáticos que cubren temas de impacto técnico y científico, la Revista Geotecnia publica el segundo volumen temático sobre "Geomecánica de carreteras y ferrocarriles: rellenos, terraplenes y capas de vía" disponible en el portal de la Revista Geotecnia (https://impactum-journals.uc.pt/geotecnia/). La elaboración de este volumen estuvo a cargo de los editores invitados Eduardo Fortunato (por la SPG), José Estaire (por la SEMSIG) y Liedi Bernucci (por la ABMS) a quien la Dirección de la Revista expresa un agradecimiento muy especial, extensivo a todos los autores y revisores de los artículos. Es una colección de 6 artículos que abordan temas relacionados con la caracterización y modelado experimental y numérico de geomateriales con aplicación a terraplenes y capas de pavimentos viales y ferroviarios, incluyendo el modelado estructural de estructuras ferroviarias. Entre estos geomateriales, además de los materiales no convencionales y subproductos industriales. En resumen, las aportaciones de este volumen temático están bien alineadas con la transformación ecológica y los planteamientos mecanicistas de este tipo de estructuras que, de forma integrada, pretenden cumplir los principios de la sostenibilidad.

Following the strategy of thematic volumes on topics of technical and scientific impact, the Geotecnia Journal publishes the second thematic volume on "The geomechanics of road and railway pavements" available in the portal of Geotecnia (https://impactum-journals.uc.pt/geotecnia/). The responsibility for the preparation of this volume was assumed by the Guest Editors Eduardo Fortunato (SPG), José Estaire (SEMSIG) and Liedi Bernucci (ABMS) to whom the Editorial Board would like to extend a very special thanks to all the authors and reviewers of the articles. This is a collection of 6 articles that address topics related to the characterisation and experimental and numerical modelling of geomaterials with application to embankments and layers of road and railway pavements, including also the structural modelling of railway structures. In addition to

conventional materials, these geomaterials also include materials treated with hydraulic binders, as well as other non-conventional materials and industrial by-products. In summary, the contributions in this thematic volume are well aligned with the ecological transformation and the mechanistic approaches of this type of structures that in an integrated way aim to fulfil the principles of sustainability.

Prof. A. Gomes Correia EDITOR

Prefácio / Prefacio / Foreword

Eduardo Fortunato José Estaire Liedi Bernucci Editores convidados/Editores invitados/Guest Editors

O presente número temático da revista Geotecnia sobre "A geomecânica de pavimentos rodoviários e ferroviários" apresenta um conjunto de artigos que tratam temas do interesse dos técnicos e investigadores que dimensionam, constroem, mantêm em funcionamento e estudam o comportamento dos pavimentos.

Os pavimentos rodoviários e as vias-férreas são estruturas aparentemente simples, mas que podem exibir comportamentos complexos. O seu desempenho estrutural e funcional depende, em particular, das características intrínsecas e de estado dos geomateriais que constituem as respetivas camadas e fundações.

No trabalho apresentado por **Paiva**, **Alves**, **Françoso** e **Marchena** (Paiva et al., 2022) é discutida a possibilidade de utilizar solos lateríticos não compactados no leito do pavimento rodoviário construído com blocos, de forma a garantir que toda a estrutura exibe uma elevada permeabilidade, para permitir a infiltração da água em épocas de significativa pluviosidade. O assunto é pertinente, nomeadamente pelo facto de a técnica proposta pretender recuperar uma prática antiga, entretanto abandonada, que, segundo os autores, foi utilizada na construção de alguns pavimentos antigos que ainda funcionam adequadamente. Para além disso, a técnica discutida pode permitir tornar mais eficientes os sistemas de drenagem dos pavimentos rodoviários, o que é particularmente relevante quando se consideram os efeitos das alterações climáticas.

Outra questão da maior importância no âmbito da geomecânica de pavimentos prende-se com a utilização de materiais não convencionais e com o melhoramento de materiais inadequados, de forma a potenciar a sua aplicação, contribuindo assim para a sustentabilidade ambiental destas obras.

O trabalho apresentado por **Rios**, **Panico** e **Viana da Fonseca** (Rios et al., 2022) apresenta aspetos do comportamento mecânico de um solo misturado com cimento, sujeito a carregamento cíclico. Os autores analisam a influência do teor de cimento, da compacidade dos provetes e do nível de tensão quer no módulo resiliente obtido em ensaios triaxiais cíclicos – estes realizados de forma a solicitar o material com tensões semelhantes às que se verificam nas plataformas ferroviárias – quer na velocidade de propagação das ondas sísmicas. Os autores discutem ainda o comportamento a longo prazo dos materiais cimentados submetidos a carregamento cíclico e apontam para a necessidade de alterar protocolos de ensaio normalmente utilizados. Estas questões são muito relevantes, nomeadamente para aumentar o conhecimento relativo ao comportamento dos materiais tratados com ligantes, de modo a promover a sua utilização de forma generalizada.

Num outro trabalho, **Royes**, **Iribarren** e **Pujol** (Royes et al., 2022) apresentaram resultados de projetos de investigação que visaram estudar a possibilidade de utilizar subprodutos industriais em camadas de balastro e sub-balastro ferroviário, nomeadamente: i) partículas de balastro cobertas por um revestimento composto por um ligante e pó de borracha de pneus de veículos em fim de vida; ii) agregado siderúrgico. Os resultados de estudos laboratoriais e do comportamento de trechos de vias-

férreas em operação onde esses materiais foram testados evidenciaram os benefícios técnicos, económicos e ambientais que podem advir da sua utilização.

O trabalho apresentado por **Santana** e **Estaire** (Santana e Estaire, 2022) é dedicado aos resíduos de construção e demolição (RCD). São discutidas questões importantes relacionadas com a respetiva constituição, classificação e utilização em obras rodoviárias. No que se refere, em particular, aos aspetos ambientais, é dado relevo aos ensaios de lixiviação mais comuns para a caracterização dos RCD e aos critérios e respetivos valores nominais com os quais os resultados desses ensaios podem ser comparados para sua correta interpretação. Por fim, é feita uma reflexão sobre possíveis cenários em que os RCD podem ser utilizados em aterro para evitar possíveis efeitos negativos para o meio ambiente.

Nos últimos anos, os métodos empíricos de dimensionamento dos pavimentos têm vindo a ser substituídos por abordagens mecanicistas, as quais permitem considerar, de forma mais adequada, as solicitações e as propriedades dos materiais envolvidos, conduzindo a soluções estruturais economicamente mais eficientes, nomeadamente quando se considera o ciclo de vida da infraestrutura. Nesta ótica, assumem particular destaque os modelos numéricos de análise estrutural, cuja capacidade de representação das estruturas e fenómenos envolvidos, adequada calibração e criteriosa utilização são fundamentais para a obtenção de resultados de qualidade, designadamente em termos de tensões e deformações nas estruturas em análise.

Moraes, Pereira, Neto, Bernucci, Motta e **Moura** (Moraes et al., 2022), apresentam um trabalho onde discutem a importância da calibração dos parâmetros mecânicos e da forma das partículas de balastro ferroviário, na adequada simulação de um ensaio de corte direto com recurso a um modelo numérico de elementos discretos. Para tal, digitalizaram partículas de balastro e realizaram estudos paramétricos, os quais evidenciaram a necessidade de considerar adequadamente as propriedades dos materiais no modelo numérico.

Finalmente, no trabalho de **Paixão**, **Varandas** e **Fortunato** (Paixão et al., 2022) são apresentados resultados da análise estrutural do comportamento da via-férrea balastrada, em particular considerando anomalias e distintos tipos de veículos. Os autores recorreram a um modelo numérico tridimensional por elementos finitos que incorpora, nomeadamente: i) um modelo robusto de acumulação de deformação tridimensional da camada de balastro para muitos ciclos de carga; ii) a interação dinâmica veículo-via; iii) o comportamento resiliente não linear da camada de balastro. Os resultados obtidos permitiram melhorar o conhecimento sobre o comportamento dinâmico e de longo prazo de vias balastradas.

Os estudos apresentados nos artigos que integram o presente número da revista evidenciam bem as possibilidades de investigação em aberto no domínio da geomecânica de pavimentos rodoviários e ferroviários. Os Editores deste número temático agradecem o contributo de todos os autores e esperam que esta publicação seja útil para a comunidade geotécnica.

El presente número temático de la revista Geotecnia sobre "Geomecánica de carreteras y ferrocarriles: rellenos, terraplenes y capas de vía" presenta un conjunto de artículos que tratan temas de interés para los técnicos e investigadores que proyectan, construyen, mantienen en funcionamiento y estudian el comportamiento de los pavimentos.

Los pavimentos de las carreteras y las vías férreas son estructuras aparentemente sencillas, pero que pueden presentar comportamientos complejos. Su comportamiento estructural y funcional depende, en particular, de las características intrínsecas y de estado de los geomateriales que constituyen sus diferentes niveles y del terreno en el que se apoyan.

En el trabajo presentado por **Paiva**, **Alves**, **Françoso** y **Marchena** (Paiva et al., 2022), se discute la posibilidad de utilizar suelos lateríticos no compactados en el lecho del pavimento de la carretera construido con bloques, con el fin de garantizar que toda la estructura presente una alta permeabilidad, para permitir la filtración del agua en momentos de precipitaciones importantes. El tema es pertinente, sobre todo por el hecho de que la técnica propuesta pretende recuperar una antigua práctica, hoy en día abandonada que, según los autores, se utilizaba en la construcción de algunos pavimentos antiguos que todavía funcionan correctamente. Además, la técnica comentada puede permitir hacer más eficientes los sistemas de drenaje de los pavimentos de las carreteras, lo que es especialmente relevante si se tienen en cuenta los efectos del cambio climático.

Otra cuestión de gran importancia en el ámbito de la geomecánica de los pavimentos es la relacionada con el uso de materiales no convencionales y con la mejora de los materiales inadecuados, con el fin de mejorar su aplicación, contribuyendo así a la sostenibilidad medioambiental de estas construcciones.

El trabajo presentado por **Rios**, **Panico** y **Viana da Fonseca** (Rios et al., 2022) presenta aspectos del comportamiento mecánico de un suelo mezclado con cemento, sometido a cargas cíclicas. Los autores analizan la influencia del contenido de cemento, la compacidad de la probeta y el nivel de tensión tanto en el módulo de resiliencia obtenido en los ensayos triaxiales cíclicos -realizados para someter al material a tensiones similares a las encontradas en las plataformas ferroviarias- como en la velocidad de propagación de las ondas sísmicas. Los autores también analizan el comportamiento a largo plazo de los materiales cementados sometidos a cargas cíclicas y señalan la necesidad de cambiar los protocolos de ensayo utilizados habitualmente. Estas cuestiones son muy relevantes, especialmente para aumentar el conocimiento sobre el comportamiento de los materiales tratados con aglutinantes, con el fin de promover su uso generalizado.

En otro trabajo, **Royes**, **Iribarren**, **Pujol** (Royes et al., 2022) presentan los resultados de varios proyectos de investigación que estudian la posibilidad de utilizar subproductos industriales en las capas de balasto y subbalasto ferroviario, a saber: i) partículas de balasto cubiertas por un revestimiento compuesto por un aglutinante y polvo de caucho procedente de neumáticos de vehículos fuera de uso; ii) árido de acero. Los resultados de los estudios de laboratorio y del comportamiento de los tramos de vías férreas en funcionamiento en los que se probaron estos materiales ponen de manifiesto las ventajas técnicas, económicas y medioambientales que puede suponer su uso.

El trabajo presentado por **Santana** y **Estaire** (Santana y Estaire, 2022) está dedicado a los residuos de construcción y demolición (RCD). Se discuten cuestiones importantes relacionadas con su constitución, clasificación y uso en las obras de carretera. En cuanto a los aspectos ambientales, se destacan las pruebas de lixiviación más comunes para la caracterización de los RCD y los criterios y valores nominales respectivos con los que se pueden comparar los resultados de estas pruebas para su correcta interpretación. Por último, se hace una reflexión sobre los posibles escenarios de vertido de los RCD para evitar posibles efectos negativos sobre el medio ambiente.

En los últimos años, los métodos empíricos para el diseño de pavimentos han sido sustituidos por enfoques mecanicistas, que permiten considerar, de forma más adecuada, las tensiones y las propiedades de los materiales implicados, dando lugar a soluciones estructurales más eficientes desde el punto de vista económico, sobre todo si se considera el ciclo de vida de la infraestructura. En esta perspectiva, adquieren especial protagonismo los modelos numéricos de análisis estructural, cuya capacidad para representar las estructuras y los fenómenos implicados, su adecuada calibración y su cuidadosa utilización son fundamentales para obtener resultados de calidad, especialmente en lo que se refiere a las tensiones y deformaciones en las estructuras analizadas.

Moraes, **Pereira**, **Neto**, **Bernucci**, **Motta** y **Moura** (Moraes et al., 2022), presentan un trabajo en el que discuten la importancia de la calibración de los parámetros mecánicos y de la forma de las partículas del balasto ferroviario, en la adecuada simulación de un ensayo de cizallamiento directo mediante un modelo numérico de elementos discretos. Para ello, digitalizaron las partículas de balasto y realizaron estudios paramétricos, que pusieron de manifiesto la necesidad de considerar adecuadamente las propiedades del material en el modelo numérico.

Por último, el trabajo de **Paixão**, **Varandas** y **Fortunato** (Paixão et al., 2022) presenta los resultados del análisis estructural del comportamiento de la vía sobre balasto, considerando especialmente las anomalías y los diferentes tipos de vehículos. Los autores utilizaron un modelo numérico tridimensional de elementos finitos que incorpora, a saber: i) un modelo robusto de acumulación de deformaciones tridimensionales de la capa de balasto para muchos ciclos de carga; ii) la interacción dinámica vehículo-vía; iii) el comportamiento resiliente no lineal de la capa de balasto. Los resultados obtenidos permiten mejorar el conocimiento sobre el comportamiento dinámico y a largo plazo de las vías férreas en balasto.

Los estudios presentados en los artículos incluidos en el presente número de la Revista son un buen ejemplo de las posibilidades de investigación que siguen abiertas en el campo de la geomecánica de los pavimentos de carreteras y ferrocarriles. Los editores de este número temático agradecen la contribución de todos los autores y esperan que esta publicación sea útil para la comunidad geotécnica.

This issue of the Geotecnia on "The geomechanics of road and rail pavements" presents a set of articles that deal with topics of interest to technicians and researchers, who design, build, maintain and study the behaviour of pavements.

Road pavements and railways are apparently simple structures, but they can exhibit complex behaviours. Its structural and functional performance depends, in particular, on the intrinsic characteristics and state of the geomaterials of the respective layers and foundations.

In the paper presented by **Paiva**, **Alves**, **Françoso** and **Marchena** (Paiva et al., 2022) the possibility of using uncompacted lateritic soils in the capping layer of road block pavement is discussed, in order to ensure that the entire structure exhibits a high permeability, to allow water infiltration during the occurrence of significant rainfall. This matter is relevant, namely because the proposed technique intends to recover an old practice, yet abandoned, which, according to the authors, was used in the construction of some old pavements that still function properly. Furthermore, the technique discussed can make drainage systems for road pavements more efficient, which is particularly relevant when considering the effects of climate change.

Another very important issue in the field of pavement geomechanics is the use of non-traditional materials and the improvement of inappropriate materials, in order to enhance their application, thus contributing to the environmental sustainability of these works.

The article presented by **Rios**, **Panico** and **Viana da Fonseca** (Rios et al., 2022) deals with aspects of the mechanical behaviour of a soil mixed with cement, under cyclic loading. The authors analyse the influence of the cement content, the compactness of the specimens and the stress level, both on the resilient module obtained in cyclic triaxial tests – these carried out under stresses similar to those existing on railway platforms – or in the propagation velocity of seismic waves. The authors also discuss the long-term behaviour of cemented materials under cyclic loading and highlight the need to change commonly used test protocols. These issues are very relevant, namely to increase knowledge regarding the behaviour of materials treated with binders, in order to promote their use in a generalized way.

In another paper, **Royes**, **Iribarren** and **Pujol** (Royes et al., 2022) presented results of research projects that aimed to study the possibility of using industrial by-products in ballast layer and railway sub-ballast, namely: i) covered ballast particles by a coating composed of a binder and rubber powder from end-of-life vehicle tires; ii) steel slag aggregates. The results of laboratory studies and the behaviour of sections of railways in operation where these materials were tested showed the technical, economic and environmental benefits that can arise from their use.

The paper presented by **Santana** and **Estaire** (Santana and Estaire, 2022) addresses the topic of construction and demolition waste (CDW). Important issues related to their constitution, classification and use in road works are discussed. Regarding, in particular, environmental aspects, emphasis is given to the most common leaching tests for the characterization of CDW and the criteria and respective nominal values with which the results of these tests can be compared for their correct interpretation. Finally, a reflection is made on possible scenarios in which CDW can be used in embankment layers to avoid possible negative effects on the environment.

In recent years, empirical pavement design methods have been replaced by mechanistic approaches, which allow a more adequate consideration of the loads and the properties of the materials, leading to more economically efficient structural solutions, particularly when considering the life cycle of the infrastructure. In this perspective, numerical models of structural analysis are of particular importance, which ability to represent the structures and phenomena involved, adequate calibration and careful use are essential for obtaining quality results, namely in terms of stresses and deformations in the structures under analysis.

Moraes, **Pereira**, **Neto**, **Bernucci**, **Motta** and **Moura** (Moraes et al., 2022), present an article where they discuss the importance of the calibration of mechanical parameters and the way of modelling the particles of railway ballast, in the adequate simulation of a direct shear test using a numerical model of discrete elements. To this end, they digitized ballast particles and performed parametric studies, which highlighted the need to adequately consider the material properties in the numerical model.

Finally, in the paper by **Paixão**, **Varandas** and **Fortunato** (Paixão et al., 2022) results of the structural analysis of the behaviour of the ballasted railway track are presented, in particular considering anomalies and different types of vehicles. The authors used a three-dimensional numerical finite element model that incorporates, namely: i) a robust model of three-dimensional deformation accumulation of the ballast layer for many load cycles; ii) the dynamic vehicle-track interaction; iii) the non-linear resilient behaviour of the ballast layer. The results obtained allowed to improve the knowledge about the dynamic and long-term behaviour of ballasted roads.

The studies presented in the articles that make up the present issue of the journal clearly show the different possibilities for research in the field of geomechanics of road and rail pavements. The editors of this thematic issue are grateful for the contribution of all authors and hope that this publication will be useful to the geotechnical community.

Eduardo Fortunato, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal José Estaire, CEDEX, España Liedi Bernucci, Universiade de São Paulo, Brasil

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

REFERENCES

- Moraes, S. T.; Pereira, P.; Neto, A.G.; Bernucci, L.; Motta, R.; Moura, E. (2022). Cisalhamento direto de lastro ferroviário: modelo numérico e sua calibração. Geotecnia 155, págs. 103-117.
- Paiva, C. E. L.; Alves, D. M. L.; Françoso, M. T.; Marchena, I. J. P. (2022). Porosidade dos solos tropicais de subleitos de vias urbanas. Geotecnia 155, págs. 11-25.
- Paixão, A.; Varandas, J. N.; Fortunato, E. (2022). Uma abordagem de modelação numérica tridimensional do comportamento de longo prazo de vias-férreas considerando a interação dinâmica veículo-via. Geotecnia 155, págs. 119-149.
- Rios, S.; Panico, F.; Viana da Fonseca, A. (2022). Comportamento cíclico e dinâmico de uma areia siltosa artificialmente cimentada. Geotecnia 155, págs. 27-54.
- Royes, M. M.; Iribarren, J. P.; Pujol, V. F. (2022). Nuevos materiales sostenibles para balasto, subbalasto y capa de forma en infraestructuras ferroviarias. Geotecnia 155, págs. 55-75.
- Santana, M.; Estaire, J. (2022)- El problema de la caracterización ambiental de los RCD para su uso en la construcción de terraplenes en España. Geotecnia 155, págs. 77-101.

POROSIDADE DOS SOLOS TROPICAIS DE SUBLEITOS DE VIAS URBANAS

Porosity of tropical soils for subgrade of urban roads

Cassio E. L. de Paiva^a, Driely M. L. Alves^a, Maria Teresa Françoso^a, Irving J. Pizarro Marchena^a

^a Departamento de Infraestrutura e Ambiente / FECFAU, Universidade Estadual de Campinas– Unicamp, Brasil

RESUMO – Nos dias atuais, podem ocorrer inundações nos grandes centros urbanos, consequentemente há uma necessidade de reduzir esse escoamento superficial de águas pluviais. Uma solução promissora seria a utilização de pavimentos permeáveis. Este artigo estuda a influência que a água infiltrada pelo pavimento teria na camada superficial de subleito com solo laterítico poroso, considerando suas propriedades hidráulicas e sua capacidade estrutural, num pavimento permeável sem sistema de drenagem. Foram realizados, portanto, ensaios de infiltração de água em diferentes condições: solo no estado natural, com camada subjacente de solo compactado e com camada subjacente de areia compactada. Este artigo tem como objetivo principal avaliar a possibilidade de melhorar a capacidade de infiltrabilidade no subleito com solo tropical poroso em condições naturais, excluindo o processo de compactação em sua superfície ou substituindo o subleito regularizado por uma fina camada de bloqueio, em condição de lençol freático não aflorante.

ABSTRACT – Nowadays, floods can occur in large urban centers. Consequently, it is necessary to reduce the flow of surface water. A promising solution would be the use of permeable pavements. This article studies the influence that the water infiltrated by a permeable pavement without drainage system would have on the subgrade surface layer of porous lateritic soil, considering its hydraulic properties and its structural capacity. For this purpose, water infiltration tests were carried out under different conditions: soil in its natural state, with an underlying layer of compacted soil, and an underlying layer of compacted sand. The main objective of this article is to evaluate the possibility of improving the infiltration capacity of the subgrade with porous tropical soil under natural conditions, by excluding the compaction process on its surface or replacing the regularized subgrade with a thin blocking layer, in a condition of not-outcropping water table.

Palavras Chave - pavimento permeável, subleito viário, solos tropicais, infiltração.

Keywords - permeable pavement, subgrade road, tropical soils, infiltration.

1 – INTRODUÇÃO

A drenagem urbana tem sido projetada com o princípio de escoar as águas provenientes de precipitações, em um período curto de tempo, dos pontos altos para os sistemas de macrodrenagem de fundos de vale. Este tipo de solução transfere muitas vezes a problemática da inundação à jusante, ou seja, para áreas ribeirinhas, com consequentes prejuízos sociais, econômicos e ambientais (Gonçalves et al, 2009).

E-mails: cassio@unicamp.br (C. Paiva), drielylancarovici@gmail.com (D. Alves), mteresa@fec.unicamp.br (M. Françoso), ipizarro@itcr.ac.cr (I. Marchena)

Com os cenários de inundações urbanas em várias cidades, atualmente há uma preocupação no meio técnico de desenvolver tecnologias que permitam o acréscimo da infiltração de água próxima a área onde ocorreu a precipitação e consequentemente levando à redução do escoamento superficial para outras áreas. Muitos autores têm investigado a utilização de pavimentos permeáveis como solução para minimizar estes problemas. Estes pavimentos permitem a redução do volume do escoamento superficial em comparação aos pavimentos convencionais, privilegiando a infiltração e a retenção da água no subsolo (Jabur, 2015). Essas estruturas buscam compensar na fonte os efeitos da urbanização, ou seja, antes que a água atinja a rede de drenagem urbana, favorecendo os processos hidrológicos alterados durante a urbanização (Acioli, 2005).

A infraestrutura da via urbana é composta por diversas redes subterrâneas, o sistema de drenagem de águas pluviais (composto por meios fios, sarjetas, bocas-de-lobo, canais e galerias) é um dos que apresentam maior dificuldade para sua ampliação ou modificação após implantados, devido aos custos e às interferências que acarretam no meio urbano. Além disso nos pavimentos urbanos a introdução de sistemas subsuperficiais para coleta das águas infiltradas obriga o aprofundamento das bocas de lobo e nas inundações podem apresentar refluxo da água superficial coletada pela boca de lobo para dentro do pavimento.

Existem vários tipos de revestimentos que podem ser considerados permeáveis, destacam-se os mais utilizados tradicionalmente: os blocos de concreto, podendo este ser vazados ou não e o revestimento poroso, denominado como camada porosa de atrito (Jabur, 2015).

Portanto uma solução muito interessante seria que as águas escoantes sobre os pavimentos pudessem se infiltrar no pavimento e no subleito se este fosse permeável.

Porém esta condição favorável não seria possível no Brasil pois, o subleito existente sob qualquer tipo de via precisa por especificações de construção a nível federal, estadual ou municipal passar pela operação de regularização de subleito obrigatoriamente. Através deste serviço construtivo o subleito existente se for seco e estável precisa ser constituído por uma camada de 20 cm de espessura compactada com o solo local. Portanto o solo local é densificado e seus vazios muito diminuídos na faixa de largura da via.

Este artigo analisa as propriedades de infiltração e capacidade de suporte de um solo laterítico poroso, visando sua utilização como subleitos de pavimentos permeáveis com infiltração total sem a operação de regularização. Esta possibilidade não é permitida com as especificações existentes. As propriedades referidas foram obtidas por meio de ensaios de infiltrabilidade e pelo ensaio do Cone de Penetração Dinâmica (DCP) de campo. Trata-se de uma pesquisa inicial exploratória, cujo principal objetivo é verificar se em um subleito tropical poroso poderia ser vantajoso não realizar a compactação em sua superfície, favorecendo a infiltrabilidade de água, ou substituir a camada de solo regularizado do subleito por uma fina camada de bloqueio de areia. Esta solução seria inovadora na atual realidade brasileira, mas, até 80 anos atrás vias urbanas eram construídas com essa técnica. Ressalta-se que este estudo é aplicado em locais onde não ocorrem lençol freático aflorante na superfície do terreno ou no nível da escavação.

2 – PAVIMENTOS URBANOS ANTIGOS DE SÃO PAULO

O objeto de estudo deste artigo busca analisar processo construtivo amplamente utilizado no Brasil nos últimos 60 anos sem qualquer tipo de questionamento sobre sua aplicação em qualquer situação e tipo de pavimento. Portanto de forma a caracterizar a ampla influência americana no Brasil naquela época foram analisadas várias fontes contemporâneas daquele momento até o presente.

Segundo Senço (1964), no início do século XX, no Brasil, o sistema de pavimentação por calçamento com blocos de concreto de pré-moldados ou com paralelepípedos era o mais utilizado, principalmente em vias urbanas. O uso deste tipo de pavimento foi reduzido consideravelmente na medida em que se intensificou a utilização de pavimentos asfálticos e de concreto. No estado de São Paulo, para certos casos, porém, os pavimentos com paralelepípedos ainda têm sido utilizados em

ruas com rampas íngremes com inclinação superior a 8%. O mesmo autor apresenta considerações sobre o dimensionamento de pavimentos de paralelepípedos baseadas em dados obtidos da análise do comportamento de pavimentos antigos (até mais de um século), executados baseados em conhecimentos práticos, "cujo comportamento, nada se pode criticar". Na Figura 1 é ilustrada a seção típica desses pavimentos para vias urbanas apresentada pelo autor, constituída de uma camada de revestimento de paralelepípedo e base de areia sobre o subleito da via.

Paralelepípedos são blocos de pedra talhados com dimensões médias de 200 x110 x 110 (mm), assentados sobre camada de areia de 50,0 mm, com juntas entre os blocos de 15 mm e preenchimento com fragmentos pétreos entre 6 e 12 mm. Em alguns casos o espaço das juntas é acabado com impermeabilização com asfalto a quente, atualmente. Pavimento deste tipo tem sido executados em São Paulo em tempos mais recentes apenas em vias com alta inclinação longitudinal, o revestimento de blocos é recoberto com lama asfáltica. Algumas vias em São Paulo até 50 anos atrás ainda apresentavam revestimentos íntegros mesmo com mais de 80 anos de serviço até aquele momento, embora algumas peças já estivessem com sua face exposta ao tráfego muito lisa e escorregadia nos dias de chuva.



Fig. 1 – Seção típica de pavimentos de paralelepípedo para vias urbanas. Fonte: Senço (1964).

Na cidade de São Paulo, Brasil, ruas e avenidas pavimentadas até cerca de 80 anos atrás eram calçadas com paralelepípedos e sem nenhum sistema de captação para águas pluviais escoantes superficialmente. Posteriormente, os cidadãos exigiram que estas vias fossem revestidas com capas asfálticas para evitar o ruído do tráfego e o desconforto causado pelo trânsito sobre as irregularidades superficiais típicas dos calçamentos. Esta solução, calçamento recoberto por capa asfáltica, se mostrou adequada para a grande maioria das antigas vias urbanas. Porém várias ruas precisaram ser reconstruídas devido a sua estrutura ser inadequada ao tráfego futuro previsto naquele momento e



Fig. 2 – a) Guia e sarjeta convencional para condução de vazões superficiais e (b) guia e faixa lateral de infiltração das águas no subleito.

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 155 – julho/julio/july 2022 – pp. 11-25 https://doi.org/10.14195/2184-8394 155 1 – © 2022 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

nesta nova situação receberam sarjetas laterais de concreto (Figura 2), como todas novas vias construídas em São Paulo. Porém, algumas ruas com calçamento em paralelepípedos após serem recobertas com capas asfálticas ainda mantiveram a largura da sarjeta sem revestimento para facilitar a infiltração das águas superficiais (Figura 2).

Cinco ruas locais do bairro de Pinheiros em São Paulo são uma exceção pois não foram revestidas com capas asfálticas (Figura 3). Porque estão situadas numa área plana devido à prévia utilização em todo terreno como campo hípico. Foram pavimentadas na década de 40 do século passado com um pavimento semelhante ao da Figura 1 por ocasião da construção de vários prédios residenciais baixos, agora tombados. Estas vias planas atualmente não ficam inundadas quando chove mais intensamente pois ocorre plena infiltração no subleito apesar de não possuírem nenhum sistema de captação de águas pluviais superficiais. O subleito destas vias ficou na sua condição natural e permite esta infiltração.

A observação deste fato motivou esta pesquisa e a preocupação se houve alguma perda de tecnologia de antigo processo construtivo anteriormente consagrado e de sucesso até cerca de 60 anos atrás, pela sua substituição pura e simples por critério estrangeiro considerado melhor apenas por ser mais moderno.



Fig. 3 – Aspecto do pavimento em paralelepípedos de ruas localizadas no bairro de Pinheiros em São Paulo: a) Rua Navarro de Andrade; b) cruzamento entre as Ruas Navarro de Andrade e Simão Álvares (dez/2020).

Nas áreas indicadas na Figura 3, há ocorrência de solo predominantemente fino e de comportamento laterítico na profundidade até 1,5 m. Na Tabela 1 são apresentadas algumas características deste solo: granulometria, classificação MCT, classificação do Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), classificação AASHTO e algumas propriedades índices. A classificação AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials, 1993), de origem norte-americana, considera que estes solos (grupo A-7-6) apresentam um comportamento de sofrível a mau como subleito.

Tabela 1 - Características do solo de subleito encontrado no bairro de Pinheiros en	n São	Paulo,
Brasil.		

	Gran	ulometi	ria		Classificação		Propriedades índices		
Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)	MCT	SUCS	AASHTO	Índice de grupo (IG)	Limite de Liquidez (LL)	Índice de Plasticida de (IP)
49	10,6	34	6,3	LG'	CL	A-7-6	5	43,57%	21,29%

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 155 – julho/julio/july 2022 – pp. 11-25 https://doi.org/10.14195/2184-8394 155 1 – © 2022 Sociedade Portuguesa de Geotecnia Esta situação é intrigante e suscita algumas questões:

- Por que estas vias urbanas não foram revestidas com capas asfálticas como todas as outras da cidade? Porque são planas e como não dispõe de sistema de captação de águas pluviais, nos períodos de chuva as águas se infiltram totalmente.
- Como um subleito de solo fino permite a infiltração? Porque é de solo tropical poroso e não sofreu regularização. Foi esta constatação que gerou a ideia deste artigo.
- Estas ruas só apresentam tráfego local e sem trânsito de caminhões pesados devido a sua utilização residencial em edifícios tombados que impedem a construção de altas construções e evitam seu tráfego de obra decorrente.

Durante e após a Segunda Guerra Mundial os subleitos dos pavimentos passaram a sofrer compactação (ou densificação) superficial visando reduzir a compressibilidade, aumentar a resistência, controlar as características de mudança de volume, diminuir a permeabilidade, controlar as propriedades de resiliência e reduzir a suscetibilidade ao gelo e fornecer uma condição de fundação satisfatória principalmente devido ao aumento das cargas por eixo dos veículos mais pesados (Brabston, 1981).

No Brasil, segundo o Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes (DNIT), a fundação do pavimento é tradicionalmente preparada pela execução da regularização do subleito conforme a especificação técnica do DNIT 137/2010-ES em geral com a compactação do solo do próprio subleito.

No Brasil, os solos lateríticos encontram-se distribuídos em quase todo o território, sendo parte da camada mais superficial das zonas bem drenadas, sua espessura pode atingir mais de 2 metros, porém raramente ultrapassa 10 metros (Nogami e Villibor, 1981). Cabe ressaltar suas propriedades mecânicas e hidráulicas em seu estado natural e em seu estado compactado. No estado natural, são altamente permeáveis, com baixa capacidade de suporte, elevada deformabilidade, excelentes condições de drenagem e predispostos ao colapso quando submetido a determinadas cargas (Ramires, 2010). Quando devidamente compactados adquirem alta capacidade de suporte e baixa perda de resistência, mesmo na presença de água, no entanto sua permeabilidade é reduzida substancialmente (Delgado, 2007).

A capacidade de infiltração de água em solos finos tropicais porosos nas condições naturais é principalmente avaliada com finalidades agrícolas. Alguns valores disponíveis são apresentados na Tabela 2.

Local	Taxa de infiltração (cm/s)	Textura do solo	Fonte
Índia	5,83.10-4	Argila arenosa	Borkar et al (2018)
Indonésia	1,39.10-3	Argila arenosa	Askari et al (2008)
Indonésia	5,56.10-4	Argiloso	Askari et al (2008)
Porto Rico	2,63.10-3 a 6,68.10-3	Argiloso	Bonnet e López (1952)

Tabela 2 - Valores da taxa de infiltração em solo lateríticos finos

3 – ESTUDO DESENVOLVIDO

O estudo foi desenvolvido para responder as seguintes questões:

- Caso ocorresse infiltração em solos naturais porosos, seria significativa?
- Seria interessante manter um subleito poroso nas suas condições naturais para permitir infiltração?
- Caso o subleito poroso apresentasse baixa resistência como poderia ser protegido contra uma camada granular pétrea superposta?

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 155 – julho/julio/july 2022 – pp. 11-25 https://doi.org/10.14195/2184-8394 155 1 – © 2022 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

• A constante infiltração de água poderia alterar as condições naturais da camada porosa quanto a sua resistência ou capacidade de permitir infiltração.

O estudo de campo desenvolvido foi realizado através de ensaios de campo de infiltração e resistência a penetração em solos tropicais, a fim de estudar a influência que a água infiltrada tem na camada superficial do solo do subleito em pavimentos permeáveis sem sistema de drenagem de pavimento, nas condições compactada e natural.

Este estudo foi desenvolvido em quatro fases:

- 1^a fase avaliação "in situ" da resistência do solo de subleito e da capacidade de infiltração em diferentes condições;
- 2ª fase avaliação "in situ" da resistência e da capacidade de infiltração do solo de subleito protegido por areia superposta em diferentes estados de compactação;
- 3ª fase avaliação "in situ" da resistência e da capacidade de infiltração do solo de subleito protegido por areia compactada a 91% PN e na umidade ótima.
- 4^a fase -avaliação em laboratório da capacidade de infiltração do solo em diferentes estados de compactação.

A presente investigação foi desenvolvida na Unicamp, no campus Zeferino Vaz, em Campinas/Brasil. O município de Campinas está localizado no estado de São Paulo, a noroeste da capital, a uma distância aproximada de 100 km, situado entre os meridianos 47° 15' e 46° 45'W e os paralelos 22° 40' e 23° 00'S.

As classes pedológicas dos latossolos (vermelhos e vermelho-amarelos) e argissolos (vermelhos e vermelho-amarelos) são as principais ocorrentes na área de estudo. A fim de avaliar o comportamento do solo superficial do subleito, foi utilizado um solo com características conhecidas, estudado extensivamente por Gon (2011) e classificado como: argilosa silto-arenosa até 1 metro de profundidade e areia argilosa entre 1 e 8 metros de profundidade, com alto teor de óxidos de ferro e alumínio, resultando em solo laterítico característico de cor avermelhada. Na Tabela 3 são apresentados os índices físicos do solo estudado por Gon (2011).

	^V nat	Υ _s	W	e	n	Sr	Proctor I	Normal
Material	(kN/m³)	(kN/m³)	(%)		(%)	(%)	° _{d max} (kN/m³)	h _o (%)
Solo	14,10	30,40	28,30	1,77	64,00	48,40	15,6	24,95

Tabela 3 – Índices físicos e propriedades do solo estudado obtido por Gon (2011).

onde γ_{nat} é o peso específico natural; γ_s é o peso específico dos sólidos; *w* é a umidade natural; *e* é o índice de vazios; *n* é a porosidade; *Sr* é o grau de saturação; $\gamma_{d max}$ é o peso específico aparente seco máximo e *ho* é a umidade ótima.

De acordo com a análise granulométrica realizada por Gon (2011), entre zero e um metro de profundidade, o solo estudado possui a seguinte distribuição: 47,4% de areia, 26,5% de argila e 26,1% silte. O solo foi catalogado como de alto grau de resiliência (Tipo III), de acordo com a classificação proposta por Preussler e Pinto (1982), que avaliam os critérios de resiliência do solo. Esta classificação sugere que dependendo da porcentagem de silte presente na fração total do solo (que passa pela peneira de n° 200) e do CBR do material, a propriedade resiliente do solo varia em três categorias, baixo, médio e alto grau de resiliência, portanto este solo não seria um bom subleito viário. Apesar da classificação desaconselhar sua utilização como subleito de pavimento a pesquisa foi desenvolvida para analisar seu desempenho como camada de suporte permeável.

a) Estudos de infiltração

Para o estudo os ensaios foram executados em três locais na mesma encosta de uma colina do campus de Campinas da Unicamp, pois as escavações não poderiam ser executadas uma ao lado da outra pelo tamanho da intervenção e impedimento da prefeitura do Campus.

Local 1, está localizado em frente ao prédio da Faculdade de Engenharia Civil, na Rua Saturnino de Brito, n ° 224.

Local 2, situado atrás do prédio da Rádio e TV Unicamp (RTV), na Avenida Albert Einstein, nº 901.

Local 3 está localizado atrás do prédio de salas de aulas da Faculdade de Engenharia Civil.

Os testes foram realizados entre zero e um metro de profundidade na superfície, eliminando a camada vegetal. Nos locais 2 e 3 nos dois primeiros furos foram reproduzidas as mesmas condições que no local 1 ou seja, o primeiro furo ficou nas condições naturais e o segundo furo suas paredes laterais foram protegidas da água pelo tubo camisa de PVC, para garantir que as condições de ensaios eram semelhantes.

A denominação dos furos seguiu a seguinte convenção: F1n, representam furos do primeiro local, F2n do segundo e F3n do terceiro local.

Na 1ª fase do estudo, foram executados quatro furos, conforme ilustrado na Figura 4, com as seguintes condições: Furo F11 – solo em seu estado natural; Furo F12 – paredes impermeabilizadas com tubo de PVC e fundo com solo em seu estado natural; Furo F13 – paredes impermeabilizadas com tubo de PVC e fundo compactado, sendo utilizadas as energias Proctor Modificado (Local 1) e Proctor Normal (Local 2 e 3); Furo F14 – paredes impermeabilizadas com tubo de PVC e fundo com a presença de uma camada de areia sobreposta compactada na energia Proctor Normal. Ressalta-se que o F11 foi realizado apenas para avaliar as condições existentes no local do ensaio, sendo determinadas as propriedades de CBR, densidade e teor de umidade do solo na mesma profundidade dos demais furos. Portanto, para o F11 não foi realizado o ensaio de infiltração.

As condições de ensaio em cada furo estão sintetizadas na Tabela 4.

A taxa de infiltração foi determinada por meio de leituras com régua graduada em milímetros, utilizando um ponto de referência na borda do tubo de PVC. Três litros de água foram adicionados, esperando que as primeiras leituras estivessem associadas à infiltração, até conseguir teoricamente a saturação da área do solo sujeita ao ensaio. Neste estágio de saturação, era esperado que as leituras para um mesmo período de tempo resultassem em taxas de infiltração aproximadamente constantes. Imediatamente após a infiltração da água, amostras indeformadas de solo foram coletadas no fundo dos furos, utilizando cilindros metálicos de volume conhecido para determinar a densidade e umidade do solo no laboratório, conforme ilustrado na Figura 5.



Fig. 4 – Furos no Local 2.

Euro nº	Descrição	Propriedades
Turon	Descrição	determine des
D11		determinadas
FII	Furo com paredes e fundo em estado natural. Utilizado	Densidade in situ, umidade
	para determinar as condições do solo em seu estado	e resistência a penetração
	natural a uma profundidade de 200 mm.	
F12	Furo com fundo de solo natural e paredes encamisadas	Infiltrabilidade, resistência
	com tubo de PVC (visando a sua impermeabilização	à penetração e densidade
	lateral) A infiltração de 3 litros de água ocorre apenas	_
	na área exposta do solo em seu estado natural no fundo	
	do furo.	
F13	Furo com profundidade inicial de 350 mm. Fundo com	Infiltrabilidade, resistência
	três camadas de 50 mm com o mesmo material (solo	à penetração e densidade
	antes retirado) compactado na energia Proctor Normal	1 3
	(local 2 e 3) e Proctor Modificado (local 1). As	
	paredes foram encamisadas com tubo de PVC, visando	
	a sua impermeabilização e garantindo a infiltração de	
	3 litros de água apenas na área exposta do solo	
	compactado no fundo do furo.	
F14	As paredes foram encamisadas com tubo de PVC,	Infiltrabilidade, resistência
	visando a sua impermeabilização e impedindo o fluxo	à penetração e densidade
	lateral. Posteriormente acrescentou-se uma camada de	1 3
	areia com 100 mm, compactada na energia Proctor	
	Normal Adicionaram-se 3 litros de água até garantir a	
	infiltração da totalidade do líquido na área exposta do	
	solo em estado natural no fundo do furo	

Tabela 4 – Descrição das condições de ensaio em cada furo na fase 1



Fig. 5 – Equipamento utilizado para coleta das amostras indeformadas de solo.

b) Avaliação da resistência à penetração

A resistência do solo à penetração foi determinada através do penetrômetro DCP. As leituras de penetração foram realizadas para um total de 15 golpes. O índice de penetração foi então relacionado com a resistência do solo por meio de equações que permite estimar de forma indireta o Índice de Suporte Califórnia (CBR), conforme Equação 1. Segundo Garcez (2010), o modelo adotado geralmente para relacionar o índice de penetração (DN) e o CBR é o apresentado na equação seguinte:

$$log(CBR) = a - b log (DN)$$
(1)

onde DN é o índice de penetração (mm/número de golpes); "a" e "b" são constantes determinadas experimentalmente. Neste trabalho adotaram-se os valores a = 2,56 e b = 1,16 na equação (1) adequados no estudo de solos com presença de argilas (Cunha et al., 2002).

c) Segunda fase do estudo: infiltração e resistência dos furos com areia em diferentes níveis de compactação

Esta fase compreendeu na investigação mais detalhada do furo F14 realizado na 1 ^a fase do estudo, quando a camada de areia é compactada em diferentes graus de compactação.

Portanto previamente, em laboratório, a areia foi submetida ao ensaio de compactação (ABNT NBR 7182:2016) utilizando a energia Proctor Normal (PN) para a determinação da massa específica aparente máxima (γ_{dmáx}) e umidade ótima (ho).

No Local 3, foram executados 6 furos, sendo: F21 e F22 executados conforme os dois primeiros furos da 1^a fase; F23, F24, F25 e F26 furos com camada de areia com grau de compactação (GC) de 91%, 93%, 98% e 105%, respectivamente, em relação ao $\gamma_{dmáx}$ da areia obtida em laboratório. Diferente dos furos F14 da 1^a fase, a areia foi umedecida na sua umidade ótima (ho).

Em função do resultado da capacidade de infiltração obtida no furo F23 no qual a areia está compactada num grau de 91% PN, foi desenvolvida a terceira fase para se obter repetição deste resultado. Nesta condição de compactação o furo apresentou uma taxa de infiltrabilidade próxima à do solo sem areia e no estado natural (F12).

d) Terceira fase do estudo: reprodutibilidade do furo com areia compactada com GC = 91%

Foram realizados 5 furos, sendo: F31 e F32 executados conforme os dois primeiros furos da 1^a fase; F33, F34 e F35 compactados com GC = 91% (3 repetições).

A determinação das taxas de infiltrabilidade e da resistência do solo foram realizadas conforme descritos na 1ª fase.

e) Quarta fase do estudo: infiltrabilidade versus densidade do solo compactado

Com amostras de solo coletadas no Local 3, foram moldados 5 corpos de prova (CPs) com diferentes energias de compactação, utilizando como molde os tubos de PVC usados nos ensaios in situ descritos. Os graus de compactação analisados foram: 71%, 77%, 85%, 95%, 97% e 100%, todos com o mesmo teor de umidade.

Para obter os graus de compactação referidos, foram utilizados os dados obtidos por Gon (2011), apresentados na Tabela 1 ($\gamma_{dmáx} = 15,6 \text{ kN/m}^3 \text{ e ho} = 24,95\%$).

4 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 – Propriedades obtidas dos ensaios de campo: 1ª, 2ª e 3ª fase

A fim de facilitar a análise a relação da capacidade drenante e resistência a penetração dos furos em diferentes condições, a seguir são agrupados os resultados obtidos para cada condição avaliada.

Na Tabela 5 são apresentados os dados obtidos nos furos executados exclusivamente para a avaliação das condições existentes no local do ensaio, sendo eles o primeiro furo da 1^a, 2^a e 3^a fase (F11, F21 e F31). Ressalta-se que nos furos referidos não foi realizado o ensaio de infiltração. São apresentados os dados de teor de umidade (hc), densidade (y_d) e resistência CBR obtidos no fundo dos furos.

Pode-se observar que não houve variação significativa do teor de umidade natural do solo entre as três fases analisadas. No entanto, quanto ao CBR e densidade esta variação foi mais significativa, resultando em um CBR mínimo de 5,3% e máximo de 14,5%. O valor mínimo obtido do CBR é próximo do resultado do ensaio convencional de laboratório CBR neste solo compactado na energia normal.

Furo nº	hc (%) substrato	す _d substrato (kN/m³)	CBR (%)
F11	22,0	13,970	13,9
F21	23,8	13,980	5,3
F31	24,8	14,451	14,5
Valor mínimo	22,0	13,970	5,3
Valor máximo	24,8	14,510	14,5
Valor médio	23,5	14,153	11,2

Tabela 5 – Furos de avaliação das condições existentes no local do experimento (furo não submetido à infiltração)

Os ensaios de compactação em laboratório realizados por Gon (2011), determinaram que a umidade ótima do solo estudado a uma profundidade não maior que 1 metro é de 24,95% (na energia Proctor Normal). Nota-se que no local onde foi realizado os furos da 3ª fase, o solo apresentava teor de umidade próximo à umidade ótima para a energia PN.

Na Tabela 6 são apresentados os resultados obtidos nos furos encamisados com PVC e submetidos à infiltração de água diretamente sobre o solo do local, ou seja, o segundo furo da 1ª, 2ª e 3ª fase (F12, F22 e F32). Para análise da influência da água na densidade e resistência CBR do solo, são também indicados os valores das propriedades do solo obtidas antes do furo ter sido submetido ao ensaio de infiltração (conforme apresentado na Tabela 10), ou seja, quando o solo se encontrava em sua condição natural. No furo F32, não foi determinada a resistência do substrato após a infiltração de água, pois o objetivo da 3ª fase do estudo era apenas obter a reprodutibilidade dos resultados dos furos com areia com grau de compactação de 91%.

-	Con	dição natural		Taxa de	Após infiltração		
Furo nº	۳ _d substrato (kN/m³)	hc (%) substrato	CBR (%)	infiltração (cm/s)	۳ _d substrato (kN/m³)	hc (%) substrato	CBR (%)
F12	13,970	22,0	13,9	3,34 .10 ⁻³	14,205	26,3	6,1
F22	13,980	23,8	5,3	$1,70.10^{-3}$	13,770	35,0	4,3
F32	14,510	24,8	14,5	$6,71.10^{-4}$	-	-	-
Valor mínimo	13,970	22,0	5,3	6,71 .10 ⁻⁴	13,770	26,3	4,3
Valor máximo	14,510	24,8	14,5	3,34.10-3	14,205	35,0	6,1

Tabela 6 – Furos com fundo de solo em seu estado natural

Para a condição apresentada na Tabela 6, a taxa de infiltração variou de 10-3 cm/s a 10-4 cm/s. Os valores obtidos estão na faixa de valores obtidos em outros ensaios realizados em solos finos lateríticos. Observou-se uma perda de 50% da capacidade de suporte CBR média do solo após a infiltração de água, condição típica já observada nas medições de CBR em corpos de provas não imersos e imersos, conforme apontado no estudo de Pandey e Agarwal (2019). Cabe ressaltar que o solo tropical laterítico, como o estudado, tende naturalmente a formar estruturas bem acomodadas, proporcionando sua resistência ao longo do tempo. No entanto, esta estrutura pode apresentar baixa capacidade de resistência quando em presença de água. Ressalta-se porém o bom comportamento do pavimento flexível da rua Saturnino de Brito na UNICAMP, próximo aos locais estudados, esta via com pavimento urbano e tráfego local (automóveis e poucos caminhões) não apresenta necessidade de manutenção a mais de 20 anos.

		Cond	ição natura	l	Taxa de	Após	s infiltração	
Furo nº	GC (%)	रु _d substrato (kN/m³)	hc (%) substrato	CBR (%)	infiltração (cm/s)	∽ _d substrato (kN/m³)	hc (%) substrato	CBR (%)
F14	Compactação não controlada	13,970	22,0	13,9	1,96 .10 ⁻³	15,070	25,2	7,4
F23	91	13,980	23,8	5,3	1,69.10 ⁻³	14,250	33,9	10,1
F24	93	13,980	23,8	5,3	$4,51.10^{-4}$	14,870	31,4	10,9
F25	98	13,980	23,8	5,3	$1,27.10^{-4}$	13,150	25,8	11,4
F26	105	13,980	23,8	5,3	3,69 .10 ⁻⁵	14,660	25,3	10,2
Valor mínimo	-	13,970	22,0	5,3	3,69 .10 ⁻⁵	13,150	25,2	7,4
Valor máximo	-	13,980	23,8	13,9	1,96 .10 ⁻³	15,070	33,9	11,4
Valor médio	-	13,978	23,4	7,0	8,53 .10 ⁻⁴	14,400	28,3	10,0

Tabela 7 – Furos com camada de areia compactada em diferentes graus de compactação.

Na Tabela 7 estão apresentados os resultados obtidos para os furos ensaiados com uma camada de areia sobre o substrato do terreno. Esta condição foi realizada no furo 4 da 1ª fase (F14) onde a areia não foi compactada e nos furos da 2ª fase (F23, F24, F25 e F26, exceto o furo F21). Ressaltase que os dados indicados se referem ao substrato (superfície do solo local onde a camada de areia foi apoiada).

Quanto à capacidade de suporte do solo, observou-se um aumento do valor do CBR após a infiltração de água nos furos onde a camada de areia foi compactada. Este fato pode ser atribuído à compactação indireta que o substrato recebeu no processo de compactação da camada de areia sobrejacente.

Conforme o esperado, verificou-se que com o aumento do grau de compactação, menor foi a taxa de infiltrabilidade obtida. Dos furos analisados, a infiltrabilidade da camada foi reduzida em 100 vezes quando o grau de compactação da camada foi de 91% para 105% (PN). Outro fator importante observado foi que para o grau de compactação de 91%, a taxa de infiltrabilidade foi similar à obtida no furo sem areia, apenas com solo na condição natural (F22).

Na 3ª fase do estudo, foram analisados furos com areia com grau de compactação de 91%. No entanto, nessa fase a taxa de infiltrabilidade foi 10 vezes inferior ao obtido na 2ª fase (F23), conforme sintetizado na Tabela 8. Quanto à capacidade de suporte CBR, nos furos da 3ª fase observou-se uma perda do CBR do substrato após a infiltração de água.

	Antes	s da infiltraçã	0	Taxa de	a de Após infiltração		
Furo nº	° _d substrato (kN/m³)	hc (%) substrato	CBR (%)	infiltração (cm/s)	^۲ ط substrato (kN/m³)	hc (%) substrato	CBR (%)
F23	13,980	23,8	5,3	1,69 .10 ⁻³	14,250	33,9	10,1
F33	14,510	24,8	14,5	$3,27.10^{-4}$	15,200	28,9	10,2
F34	14,510	24,8	14,5	$3,73.10^{-4}$	15,270	23,8	12,7
F35	14,510	24,8	14,5	5,06 .10 ⁻⁴	15,410	28,8	6,5
Valor mínimo	13,980	23,8	5,3	3,27 .10 ⁻⁴	14,250	23,8	6,5
Valor máximo	14,510	24,8	14,5	1,69 .10 ⁻³	15,410	33,9	12,7
Valor médio	14,378	24,6	12,2	7,24.10 ⁻⁴	15,033	28,9	9,9

Tabela 8 - Furos com fundo de areia compactada com grau de compactação de 91%

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 155 – julho/julio/july 2022 – pp. 11-25 https://doi.org/10.14195/2184-8394_155_1 – © 2022 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

4.2 – Propriedades obtidas dos ensaios em laboratório: 3ª fase

Na investigação da influência da densidade da camada de solo na taxa de infiltrabilidade, foi constatado o mesmo comportamento obtido para a areia: quanto maior a densidade da camada, menor foi a taxa de infiltração. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 9 e ilustrados na Figura 6.

4ª fase – Solo compactado						
CP nº	Condição	Taxa de Infiltração (cm/s)				
CP 1	$r_d = 11,44 \ kN/m^3 (GC = 71,5 \ \%)$	2,2.10 ⁻²				
CP 2	$r_d = 12,48 \ kN/m^3 (GC = 77,9 \ \%)$	4,13.10 ⁻³				
CP 3	$r_d = 13,72 \ kN/m^3 (GC = 85,7 \ \%)$	8,03.10-4				
CP 4	$r_d = 15,28 \ kN/m^3 (GC = 95,5 \ \%)$	1,06.10 ⁻⁵				
CP 5	$r_d = 15,61 \ kN/m^3 (GC = 98,0 \ \%)$ 3,55.10 ⁻⁶					
r_d — massa específica aparente seca da camada de areia						
GC – grau de compactação						
ho – umidade	do solo					

Tabela 9 – Massa específica aparente seca e taxa de infiltração do solo compactado.

Os intervalos de densidades dos CPs analisados compreenderam estados de densidade abaixo da densidade do solo natural até a densidade obtida para um grau de compactação próximo a 100% (PN) (grau de compactação exigido nas especificações técnicas para a regularização do subleito).

Comparando os CPs de menor e maior densidade, verifica-se que a taxa de infiltrabilidade apresentou uma redução em 1000 vezes.

Como parte da análise da capacidade de drenagem do solo em estudo, foi utilizada a classificação da qualidade da drenagem dos pavimentos adotada pela AASHTO (1993). Para tanto, foi considerada a chuva máxima diária de 145 mm, registrada nos últimos 20 anos no Município de Campinas, segundo dados disponibilizados pelo Centro Integrado de Informações Agrometeorológicas (CIIAGRO, 2016) e então estimado o tempo de infiltração para a chuva máxima. Na Tabela 10 são apresentados os tempos de infiltração obtidos no cenário hipotético, em que toda a água da chuva é infiltrada pelo solo, para os furos da la Fase e corpos de prova da 4ª Fase.

De acordo com a classificação da qualidade de drenagem dos pavimentos da AASHTO (1993), comparando os resultados da 1ª fase dos estudos, os furos apenas com solo em seu estado natural apresentaram qualidade de drenagem considerada "excelente"; os furos com camada de areia compactada foram classificados como de "boa" qualidade, no entanto com valores próximos aos classificados como "excelente"; os furos com camada compactada de solo foram classificados como de "boa" qualidade e em um dos locais chegando a "médio". Ressalta-se que o furo com areia (F14) e o furo com fundo apoiado no substrato (F12) apresentaram taxa de infiltrabilidade com mesma ordem de grandeza.



Fig. 6 – Gráfico da massa específica aparente seca da camada de areia x taxa de infiltração. Dados obtidos do Local 3 – 2ª fase (areia) e laboratório (solo).

Quanto aos corpos de prova com solo compactado, em função do tempo de infiltração necessário foram classificados como "excelente" aqueles com densidade próxima à do solo natural e "muito pobre" quando compactado com 98% da massa específica máxima do solo.

e corpos de prova da 4ª Fase do estudo.	Tabela 10 – Tempo de infiltração calculado para uma chuva máxima de 145 i	nm: Furos da 1ª Fase
	e corpos de prova da 4ª Fase do estudo.	

Furos – 1ª fase			Solo - laboratório			
Furo nº	Condição	Taxa de infiltração (cm/s)	Tempo de infiltração	CP n°	Taxa de infiltração (cm/s)	Tempo de infiltração
F12	Solo em estado natural	3,34.10 ⁻³	1,41 horas	CP 1	2,2.10 ⁻²	0,18 horas
F13	Três camadas do mesmo solo compactadas	3,02 . 10 ⁻⁴	8,36 horas	CP 2	4,13.10 ⁻³	0,98 horas
F14	Camada de areia compactada (PN)	1,96 . 10 ⁻³	2,31 horas	CP 3	8,03.10 ⁻⁴	5,01 horas
<u>-</u>	• • •	•	•	CP 4	1,06.10 ⁻⁵	15,87 dias
				CP 5	$3,55.10^{-6}$	47,29 dias

5 – CONCLUSÕES

No desenvolvimento deste estudo não se pretendeu contestar o desenvolvimento tecnológico de engenharia necessário para um adequado projeto e construção de fundação de pavimento. Mas contestar a obrigação atual de sempre forçar o projeto e a construção de uma fundação impermeável ou quase. Certamente é possível desenvolver um projeto de engenharia que possa manter um subleito tropical poroso nas suas condições naturais protegido adequadamente das cargas veiculares permitindo a infiltração de vazões infiltradas no pavimento se esse for o desejo do projetista ou do construtor do pavimento. Para isto é necessário rever a especificação existente de regularização do subleito.

Houve perda de processo construtivo consagrado e de sucesso que executava pavimentos adequados ao tráfego de 80 anos atrás, ou seja, não pesado e nem intenso, provavelmente por ser origem totalmente empírica. Porém se mantidas as condições originais de tráfego estes pavimentos ainda funcionam bem após 80 anos com tráfego local composto por veículos leves e comerciais sem excessivo peso e com plena infiltração de toda chuva precipitada. Na atual situação climática com chuvas cada mais intensas se deveria estimular o estudo de soluções de engenharia que pudessem recuperar o antigo processo construtivo e adaptá-lo plenamente às condições tecnológicas atuais. Caso se dispusesse de um subleito permeável, seria possível a concepção de uma estrutura de pavimento com todas camadas permeáveis e plena infiltração das águas no subleito.

Sobre os objetivos propostos neste estudo, conclui-se que para os solos estudados:

- Nas condições naturais o solo poroso permite infiltração significativa.
- Dificuldade de manter o solo laterítico poroso do subleito em sua condição natural (sem compactação). Apesar das maiores taxas de infiltração terem sido obtidas para os furos que simularam esta condição, a infiltração da água reduziu a capacidade de suporte do solo do subleito, como era de se esperar.
- Quanto à influência da compactação do próprio solo da superfície do subleito, como já é conhecido, verificou-se um aumento da capacidade de suporte do solo após compactado. Essa diferença passa a ser mais expressiva quando é aumentada a energia de compactação aplicada. No entanto, nestes casos a taxa de infiltração do solo decresce consideravelmente. Esta alternativa é favorável sob o ponto de vista estrutural (considerando a capacidade de suporte do solo) e desfavorável quanto às propriedades hidráulicas necessárias para subleito de pavimentos permeáveis;
- Verificou-se que pode ser considerada mais vantajosa a solução com utilização do subleito com solo natural sem compactação e a substituição da regularização do subleito pela proteção de uma camada de bloqueio constituída de areia compactada. Esta condição apresentou maior equilíbrio entre as propriedades hidráulicas e mecânicas desejadas, ou seja, houve um aumento razoável da capacidade de suporte do solo e pequena diminuição de sua taxa de infiltrabilidade.

Portanto seria viável em vias urbanas com previsão de tráfego local situadas sobre subleito poroso tropical o projeto e a construção de pavimento permeável sem que o subleito sofresse a sua regularização, mas fosse protegido por camada de bloqueio compactada, assim como as vias existentes observadas em funcionamento adequado a 80 anos.

6 – REFERÊNCIAS

- AASHTO (1993). *Guide for Design of Pavement Structures*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- Acioli, L.A. (2005). Estudo experimental de pavimentos permeáveis para o controle do escoamento superficial na fonte. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 145p.

- Askari, M.; Setiawan, B.I.; Tanaka, T.; Saptomo, S. K. (2008). Infiltration characteristics of tropical soil based on water retention data. 水文 · 水資源学会誌, 21(3), pp. 215-227.
- Bonnet, J.A.; López, M.L. (1952). *The rate of infiltration of lateritic soils*. The Journal of Agriculture of the University of Puerto Rico, 36(2), pp. 161-166.
- Borkar, V. S.; Gokhale, N. B.; Dhopavkar, R. V.; Khobragade, N. H.; More, S. S.; Kasture, M. C. (2018). Distribution of nutrients in different soil types in Konkan region of Maharashtra. Int. J. Chem. Stud, 6(1), pp. 275-279.
- Brabston, W. N. (1981) Investigation of Compaction Criteria for Airport Pavement Subgrade Soils. No. WES/TR/GL-81-11. Army Engineering Waterways Experiment Station Vicksburg Ms Geotechnical Lab.
- CIIAGRO (2016). *Média mensal de chuva para o Município de Campinas*. Acessado en <<u>http://www.ciiagro.sp.gov.br/ciiagroonline/Quadros/QChuvaPeriodo.asp</u> > en 14/10/2016.
- Cunha, J.P.A.R. da; Vieira, L.B.; Magalhães, A.C. (2002). *Resistência mecânica do solo à penetração sob diferentes densidades e teores de água*. Engenharia na Agricultura, Viçosa, v.10, n.1-4, pp.1-7.
- Delgado, A. K. C. (2007). Estudo do comportamento mecânico de solos tropicais característicos do Distrito Federal para uso na pavimentação rodoviária. Tese (Doutorado) - Universidade de Brasília, 341p.
- Garcez, A. (2010). Contribuição para a melhora do desempenho dos pavimentos urbanos através do controle de qualidade do reaterro de valas de serviços concessionados. Mestrado em Engenharia. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 228 p.
- Gon, F. (2011). Caracterização Geotécnica através de ensaios de laboratório de um solo diabásio da região de Campinas/SP. Universidade Estadual de Campinas, Campinas, Brasil.
- Gonçalves, M.; Polidoro, M.; da Silva, D. F. (2009) Análise dos índices de impermeabilização do solo utilizando geoprocessamento: proposta de atualização do decreto nº. 402/1980 para projetos de drenagem no município de Londrina- PR. In: Seminário de Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica do Paraíba do Sul: Recuperação De Áreas Degradadas, Serviços Ambientais E Sustentabilidade, 2., Taubaté, SP. Anais... São Paulo: IPABHI. pp. 569-576.
- Jabur, A. S; Dornelles, F; Silveira, A. L. L; Goldenfum, J. A; Okawa, C. M. P; Gasparini, R. R. (2015). Determinação da capacidade de infiltração de pavimentos permeáveis. Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Porto Alegre, v.20, n.4, pp. 937-945.
- Nogami, J. S; Villibor, D. F. (1981). *Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias*. Anais Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, v. 1, pp. 30-41.
- Pandey, C.; Agarwal, S. (2019). Comparative Study Between Soaked and Unsoaked Value of Soil Samples. International Research Journal of Engineering and Technology. vol. 06.
- Preussler, E. S.; Pinto, S. (1982). Proposição de método para projeto de reforço de pavimentos flexíveis considerando a resiliência. Rio de Janeiro: IPR.
- Ramires, M. (2010). Estudo dos efeitos da presença do nivel d'água no comportamento de dois solos lateríticos utilizados em fundações de rodovias no Rio Grande do Sul. Doutorado em Engenharia. Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 261 p.
- Senço, W. (1964). Pavimentos de paralelepípedos de alvenaria poliédrica e de blocos de concreto pré-moldados. Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 126p.

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 155 – julho/julio/july 2022 – pp. 11-25 https://doi.org/10.14195/2184-8394 155 1 – © 2022 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

COMPORTAMENTO CÍCLICO E DINÂMICO DE UMA AREIA SILTOSA ARTIFICIALMENTE CIMENTADA

Cyclic and dynamic behaviour of an artificially cemented silty sand

Sara Rios^a, Fabrizio Panico^a, António Viana da Fonseca^a

^a CONSTRUCT-GEO, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.

RESUMO – O comportamento cíclico e dinâmico de uma areia siltosa artificialmente cimentada foi analisado através de ensaios triaxiais cíclicos e pela avaliação da velocidade de propagação das ondas de corte com recurso a transdutores ultrassónicos. Para a realização dos ensaios triaxiais cíclicos seguiu-se, numa primeira fase, a norma europeia EN 13286-7 (CEN, 2004) de forma a avaliar, para duas misturas com níveis de cimentação distintos, a evolução do módulo resiliente com o nível de tensão, e também a evolução da deformação permanente com o número de ciclos para classificação de acordo com a teoria de shakedown. Numa segunda fase, foram realizados ensaios triaxiais cíclicos de grande duração para avaliação da deformação permanente a longo prazo em provetes cimentados e não cimentados para verificar a evolução desta com o nível de cimentação. Demonstrou-se que, nos provetes cimentados, embora a deformação permanente seja muito reduzida nos primeiros ciclos de carga, após um número elevado de ciclos a acumulação de deformação permanente torna-se quantificável, possivelmente devido à degradação da cimentação. Pelo contrário, nos materiais não ligados há uma acumulação de deformação permanente muito significativa nos primeiros ciclos que depois tende a estabilizar com o aumento do número de ciclos. Por esse motivo, a classificação do material segundo a teoria de shakedown, como sugere a norma europeia, não é aplicável a materiais cimentados, nem reflete o seu comportamento a longo prazo que está dependente da degradação da cimentação.

SYNOPSIS – The cyclic and dynamic behaviour of an artificially cemented silty sand was analysed with cyclic triaxial tests and shear wave velocities measured with ultrasonic transducers. For the cyclic triaxial tests, the European standard EN 13286-7 (CEN, 2004) was followed in a first stage. The evolution of the resilient modulus with stress level was analysed as well as the permanent deformation evolution with the number of cycles at the light of the shakedown concept. In a second stage, cyclic triaxial tests were performed to analyse the long-term permanent deformation in cemented and uncemented specimens to check its evolution with cementation level. It was demonstrated that, in cemented specimens, although very small deformations were observed for the first cycles, after a significant number of cycles the permanent deformation can be quantified, possibly due to the degradation of the cement bonds. On the contrary, in the unbounded materials, there is a very significant permanent deformation accumulation in the first load cycles, which then tends to stabilise as the number of cycles increases. For that reason, the material classification according to the shakedown theory, as suggested in the European standard, is not applicable to cemented materials, and does not reflect its long-term behaviour which is dependent on bond breakage.

Palavras Chave – Solo-cimento, deformação permanente a longo prazo, módulo resiliente, deformação sob carregamento cíclico.

Keywords - Soil-cement, long-term permanent deformation, resilient modulus, deformation due to cyclic loading.

E-mails: sara.rios@fe.up.pt (S. Rios), fabrizio.panico@fe.up.pt (F. Panico), viana@fe.up.pt (A. Fonseca)

ORCID: orcid.org/0000-0002-2625-1452 (S. Rios), orcid.org/0000-0002-3963-3599 (F. Panico), orcid.org/0000-0002-9896-1410 (A. Fonseca)

1 – INTRODUÇÃO

Solos artificialmente cimentados são frequentemente usados em obras de desenvolvimento linear para plataformas de estradas e de caminhos de ferro. O tratamento de solos tendo-se tornado ainda mais atual com as limitações à extração de materiais naturais, bem como por razões ambientais no sentido de utilizar o solo local evitando os transportes associados à utilização de material de empréstimo. No entanto, ao contrário do betão, a falta de uma metodologia racional levou a uma utilização empírica desta técnica. Por outro lado, o seu comportamento a longo prazo pode ser questionado pelo facto das passagens sucessivas dos veículos poderem induzir a quebra das ligações cimentícias.

Os materiais aplicados nas camadas de base e sub-base de infraestruturas de transporte sofrem a ação de cargas cíclicas que condicionam o seu comportamento. Por esse motivo, estes materiais são frequentemente analisados em laboratório com vista a estudar os módulos resilientes e a evolução da deformação permanente ao longo dos ciclos de carga e em função do nível de tensão aplicado. Para os materiais não ligados, existem vários modelos para a evolução do módulo resiliente (Gomes Correia e Ramos, 2021) e da deformação permanente (Ramos et al., 2020). Para os materiais cimentados a evolução do módulo resiliente e da deformação permanente depende do nível de cimentação e tempo de cura (Rios, 2011, Amaral, 2012, Panico, 2018), pelo que o desenvolvimento de modelos preditivos é mais complexo (Abu-Farsakha et al., 2015).

A nível dos documentos normativos europeus, existe uma norma europeia para a avaliação de materiais não ligados EN 13286-7 (CEN, 2004) mas ainda não está disponível um documento idêntico para materiais ligados. Esta questão é muito importante porque cada vez mais se utilizam ligantes para o melhoramento de solos, seja porque os solos locais não têm as características necessárias, seja porque se pretende aumentar essas características. Este último caso acontece frequentemente nos aterros técnicos entre as obras de arte e os aterros das infraestruturas de transporte em que solos cimentados são usados para suavizar a variação de rigidez na plataforma e reduzir as deformações plásticas que minimizem os assentamentos diferenciais entre os dois elementos estruturais (e.g., Paixão et al., 2015). Nesse sentido, avaliar as características dos materiais ligados em função das características dos ligantes, das cargas aplicadas e do número de ciclos de carga é fundamental. Note-se que nos materiais cimentados as ligações cimentícias são afetadas pelas cargas cíclicas alterando o seu comportamento.

Nos materiais granulares não ligados, o processo de degradação devido às cargas cíclicas é bem definido pelo conceito de "Shakedown". Segundo Yu et al. (2007), esta teoria baseia-se na hipótese de que abaixo de uma determinada carga (designada por Shakedown load) o comportamento é puramente elástico (portanto, resiliente e reversível) não havendo acumulação de deformações plásticas. Se a carga aplicada for superior, as deformações permanentes acumulam-se de forma não controlada. Esta teoria agrupa o comportamento do material em quatro categorias: Shakedown Elastico, Shakedown Plástico, Fluência Plástica e Colapso Incremental. Estes conceitos terão sido introduzidos por Sharp (1983), e depois desenvolvidos por Werkmeister et al. (2005) cujas contribuições foram introduzidas na norma europeia (CEN, 2004). Recentemente, os critérios associados às diferentes categorias foram revistos por Chen et al. (2019) mantendo-se, no entanto, a mesma filosofia na aplicação da metodologia.

Neste sentido, as gamas de comportamento que são normalmente salientadas são:

- tipo A: shakedown plástico, quando existe um comportamento estável;
- tipo B: fluência plástica, quando o material entra em rotura mas apenas para um elevado número de ciclos;
- tipo C: colapso incremental, quando o material entra em rotura para um número reduzido de ciclos.

Chen et al. (2019) salientam ainda que estes tipos de comportamento podem ser analisados pela evolução da taxa de acumulação da deformação permanente. No tipo A, a taxa de acumulação da

deformação permanente reduz rapidamente até que as deformações plásticas cessem, no tipo B esta taxa vai reduzindo ou permanece constante num nível baixo, enquanto no tipo C, esta taxa reduz muito devagar, permanece num nível elevado, ou aumenta.

Neste trabalho, um vasto programa laboratorial foi desenvolvido com vista à análise do comportamento de um solo artificialmente cimentado em condições cíclicas. Nesse sentido, o solo residual do Porto, nas suas condições remoldadas, foi selecionado por ser um solo bastante abundante na zona norte e centro de Portugal. O programa experimental aqui apresentado inclui ensaios triaxiais cíclicos e medição da velocidade de propagação das ondas sísmicas.

Uma das questões analisadas é a utilização do índice porosidade/cimento, tal como descrito por Consoli et al. (2011, 2012), que relaciona a mistura utilizada (em termos do teor de cimento e grau de compactação) com o seu comportamento mecânico. Assim, através da relação obtida entre este índice e a rigidez elástica (obtida através da medição da velocidade de propagação das ondas sísmicas) é possível prever quais as misturas que terão melhor desempenho nos ensaios triaxiais cíclicos em termos de módulo resiliente e deformação permanente. Relativamente aos resultados obtidos nestes últimos ensaios, é discutida a validade da norma europeia de ensaios cíclicos, desenvolvida para solos não cimentados, à luz do comportamento a longo prazo avaliado através de ensaios cíclicos com um grande número de ciclos.

2 – MATERIAIS E PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

2.1 - Materiais

O solo usado neste trabalho é uma areia siltosa proveniente da remoldagem de solo residual do granito recolhido no campo experimental da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (CEFEUP) descrito em Viana da Fonseca et al. (2006). Devido à falta de homogeneidade do material natural, a curva granulométrica do solo foi corrigida para se obter uma granulometria consistente ao longo de todos os ensaios. Essa distribuição granulométrica foi definida de forma a que o material cumprisse as especificações técnicas portuguesas para a utilização de solo-cimento em estradas (EP, 2009). Assim, apresenta-se na Figura 1 a curva granulométrica, bem como alguns parâmetros físicos do solo usado no Quadro 1.



Fig. 1 – Curva granulométrica da areia siltosa

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 155 – julho/julio/july 2022 – pp. 27-54 https://doi.org/10.14195/2184-8394 155 2 – © 2022 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

γs	D ₅₀	Cu	C _c	\mathbf{w}_{L}	WP
kN/m ²	mm			%	%
26,6	0,25	113	2,72	34	31

Quadro 1 - Parâmetros físicos da areia siltosa

sendo γ_s o peso volúmico das partículas sólidas, D_{50} , o diâmetro efetivo, C_u o coeficiente de uniformidade, C_c o coeficiente de curvatura, w_L o limite de liquidez e w_P o limite de plasticidade.

O agente cimentante foi o cimento Portland (CEM I 52.5 R) de cura rápida, cuja densidade das partículas sólidas é 3,1.

De forma a manter constante a distribuição granulométrica do material, tal como sugerido por Coop e Atkinson (1993), em cada provete foi retirada uma quantidade de finos (< 0,074 mm) igual à quantidade de cimento a ser introduzida, para evitar que a introdução do cimento aumentasse o teor de finos e, consequentemente, diminuísse o índice de vazios, mudando o comportamento geomecânico e a resistência do material. Um aumento do teor de finos poderia, portanto, ter influência na consistência das análises efetuadas, indexadas a um parâmetro normalizador definido pela razão entre a porosidade (n) e o teor volumétrico de cimento (C_{iv}), sendo este último expresso como uma percentagem do volume de cimento relativamente ao volume total. Naturalmente que, numa aplicação prática, a retirada dos finos seria inviável pelo que a porosidade iria ser certamente afetada não apenas pela compactação, mas também pelo aumento de finos. Seria interessante confirmar em laboratório se a variação do índice porosidade/cimento resultante da alteração da porosidade seria acompanhada da correspondente alteração no comportamento mecânico da mistura.

Como se explicita em Rios (2011) e em Consoli et al. (2012), o valor de 0,21 foi o exponente atribuído ao teor volumétrico de cimento que proporcionava o melhor ajuste da relação entre a resistência à compressão simples e a razão porosidade/teor volumétrico de cimento. Assim, os restantes parâmetros geomecânicos estudados foram indexados ao parâmetro $n/C_{iv}^{0,21}$ que se revelou bastante adequado para reproduzir o comportamento mecânico deste solo cimentado não apenas a nível da resistência à compressão, mas também da resistência à tração (Consoli et al. 2011), da rigidez elástica (Consoli et al, 2012) e da compressibilidade (Rios et al., 2012).

A densidade das partículas sólidas das misturas de solo-cimento foi calculada para cada mistura pela média pesada da densidade das partículas sólidas do solo (Gs=2,72) e do cimento (Gs=3,1).

2.2 - Descrição do equipamento utilizado

O equipamento usado para a realização dos ensaios triaxiais cíclicos é o ilustrado na Figura 2, tendo sido desenvolvido pelo Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial da Universidade do Porto (INEGI) especificamente para o Laboratório de Geotecnia da FEUP.

O sistema tem uma unidade hidráulica ligada a um servo-actuador que aplica cargas verticais até 10 kN com vários tipos de configurações (monotónicas ou cíclicas) de acordo com as instruções do programa (Dynatester®). Este programa, concebido para controle e aquisição de dados de ensaios triaxiais cíclicos, está conectado a um sistema de aquisição de dados onde se ligam os vários transdutores do ensaio cuja leitura em tempo real pode ser visualizada e registada através do programa. As pressões da água na câmara (CP) e no interior do provete (BP) são reguladas através do sistema de ar comprimido do laboratório ou através de controladores automáticos de pressão/volume da GDS Instruments©. Estes últimos são controlados automaticamente por um outro programa desenvolvido em LabView® muito útil durante as fases de saturação e consolidação. O sistema inclui uma câmara triaxial convencional (igual às usadas nos ensaios triaxiais de compressão monotónica), equipada com uma célula de carga interna de 10 kN (colocada imediatamente acima do provete para medição mais rigorosa da carga aplicada) e, dois transdutores internos de deslocamento axiais do tipo LVDT (Viana da Fonseca et al., 2021).



Fig. 2 – Fotografia do equipamento usado para os ensaios triaxiais cíclicos (Panico, 2018)

Para a medição da velocidade de propagação das ondas sísmicas foram usados transdutores ultrassónicos não destrutivos tal como descrito por Amaral et al. (2011), Viana da Fonseca et al. (2014), Amaral et al. (2013), Panico e Viana da Fonseca (2016), Rios et al. (2017) e Ferreira et al. (2021). O transdutor para medição das ondas de corte, ondas S, tem uma frequência nominal de 100 kHz e 35 mm de diâmetro. O sinal é enviado por um gerador de sinal que funciona também como



Fig. 3 – Fotografia do equipamento usado para medição da velocidade de propagação das ondas sísmicas (Panico, 2018)

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 155 – julho/julio/july 2022 – pp. 27-54 https://doi.org/10.14195/2184-8394_155_2 – © 2022 Sociedade Portuguesa de Geotecnia dispositivo de aquisição de dados e amplificador que se liga diretamente ao computador através de um programa específico que permite operar como um osciloscópio (Figura 3).

O sinal emitido foi configurado para uma excitação de 500 V e uma frequência de 85 kHz. As medições foram efetuadas ao longo do eixo longitudinal do provete, com os transdutores instalados nas duas faces opostas. Assim, a distância de propagação correspondia à altura do provete (aproximadamente 140 mm) que foi medida com precisão através de um paquímetro antes de cada medição de ondas. Para melhorar o acoplamento acústico entre os transdutores e o provete foi usado um gel específico para ensaios ultrassónicos. A velocidade de propagação das ondas S (V_S) é, portanto, obtida pela razão entre a distância percorrida pela onda e o tempo de propagação avaliado segundo uma abordagem no domínio do tempo. Para obter o módulo de distorção máximo do solo (G_0) foi utilizada a conhecida relação da teoria da elasticidade, em que ρ é a massa volúmica do provete:

$$G_0 = \rho \, V_S^2 \tag{1}$$

2.3 – Preparação dos provetes e procedimentos de ensaio

Após mistura do solo com cimento e água de forma a obter as condições de moldagem requeridas, a mistura era compactada estaticamente em 3 camadas tal como proposto por Ladd (1978) em moldes de aço lubrificado com 70 mm de diâmetro e 140 mm de altura.

Após moldagem, as misturas foram deixadas no molde durante 12 h para evitar a expansão dos provetes, e depois de desmoldadas guardadas em sacos plásticos para evitar perdas de humidade e colocadas em câmara com temperatura constante (cerca de 20°C).

Ao colocar os provetes na câmara triaxial era iniciada a percolação de água desaerada pelos interstícios interparticulares de forma a eliminar as bolhas de ar mais significativas. A percolação durava pelo menos 24h até que o volume de água percolada fosse superior a duas vezes o volume de vazios da amostra. A saturação foi efetuada a uma taxa de 20kPa/h mantendo uma tensão efetiva de 10kPa, até que a pressão intersticial atingisse 500kPa. Esta pressão foi mantida durante 24h de forma a assegurar a saturação dos provetes. De seguida, o provete era consolidado isotropicamente ($\sigma'_1=\sigma'_2=\sigma'_c$) até à tensão média efetiva requerida aumentando a pressão na célula, e depois deixando estabilizar até que a variação de volume estabilizasse completamente. O carregamento cíclico era do tipo sinusoidal com uma frequência de 1 Hz, como se indica na Figura 4 (Viana da Fonseca et al., 2013).



Fig. 4 - Esquema da forma do carregamento cíclico sinusoidal adotado
2.4 - Definição e características das misturas

A definição das misturas estudadas foi feita com base em resultados de ensaios Proctor Normal e Modificado em provetes de solo natural (sem cimento) e em provetes de solo com 3% de cimento como se apresenta na Figura 5. Considerou-se que os provetes com 3% de cimento seriam representativos das restantes misturas com outros teores de cimento. Com base nestes ensaios foram definidos pontos de moldagem com teor em água constante (no ótimo do Proctor Modificado) e peso volúmico seco variável de forma a obter misturas com vários índices n/C_{iv}^{0,21}.



Fig. 5 – Resultados de ensaios Proctor Normal e Modificado em provetes de solo natural e de solocimento com 3% de cimento.

No Quadro 2 apresentam-se as características das misturas estudadas em função da percentagem de cimento (%C) definida como188 a percentagem da massa de cimento relativamente à massa de solo seco, o peso volúmico seco (γ_d), o teor em água da mistura (w), o índice de vazios na moldagem (e₀), o índice n/C_{iv}^{0.21}, e o tempo de cura para o qual foi realizado o ensaio cíclico.

Para os ensaios de avaliação do comportamento segundo a norma europeia foi usado um tempo de cura de 7 dias para agilizar o programa experimental, uma vez que se trata de um cimento de cura rápida, mas na avaliação do comportamento a longo prazo os provetes foram ensaiados com 28 dias de cura, admitindo-se que as ligações cimentícias não deverão expandir significativamente depois desse tempo.748

Na Figura 6 apresenta-se o módulo de corte dinâmico (módulo para pequenas deformações, G_0) obtido nesses provetes sem confinamento a partir da velocidade das ondas de corte medida com transdutores ultrassónicos como indicado na secção 2.2. Os módulos são apresentados em relação ao correspondente índice porosidade/cimento ($n/C_{iv}^{0,21}$), obtendo-se, para cada tempo de cura, uma relação clara entre as duas variáveis (em consonância com Consoli et al., 2012). Esta relação mostra que, para uma dada condição de moldagem (representada pelo índice $n/C_{iv}^{0,21}$) e um dado tempo de cura, é possível esperar um dado comportamento do material. Ou seja, em função destes resultados é possível estimar quais as misturas que terão maior módulo resiliente e menor deformação permanente nos ensaios subsequentes.

Mistura	С	$\gamma_{\rm d}$	e ₀	W	n/C _{iv} ^{0,21}	Tempo	
	%	kN/m ³		⁰∕₀		de cura	
Ensaios para a avaliação do comportamento segundo a norma europeia							
1.1	2	16,7	0,60	12	36	7 dias	
1.2	5	17,0	0,58	12	29	7 dias	
Ensaios para a avaliação do comportamento a longo prazo							
2.1	0	15,5	0,75	12	-	28 dias	
2.2	3	15,6	0,75	12	40	28 dias	
2.3	5	15,7	0,75	12	36	28 dias	
2.4	7	15,7	0,75	12	33	28 dias	
2.5	0	17,0	0,60	12	-	28 dias	
2.6	3	17,1	0,60	12	34	28 dias	
2.7	5	17,1	0,60	12	31	28 dias	
2.8	7	17,2	0,60	12	29	28 dias	
2.9	3	16,5	0,65	12	36	28 dias	

Quadro 2 - Características das misturas estudadas



Fig. 6 – Relação entre o índice porosidade/cimento e o módulo de corte dinâmico após 7 e 23 dias de cura

3 – AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO CÍCLICO SEGUNDO A NORMA EUROPEIA

3.1 - Definição das condições de ensaio

Para avaliação do comportamento cíclico segundo a norma europeia (CEN, 2004) foi seguido o método B em que a tensão de confinamento é mantida constante. Foram executados 2 tipos de ensaios, em condições não drenadas, para avaliação do módulo resiliente (tipo 1) e da deformação permanente (tipo 2). As cargas indicadas na norma foram adaptadas de forma a solicitar o material em baixas tensões, semelhantes às que se verificam nas plataformas ferroviárias de média e alta velocidade, mas simultaneamente ter cargas suficientemente elevadas para conseguir ter uma resposta clara dos transdutores de deformação que, embora tenham bastante resolução, têm dificuldade em medir deformações abaixo dos 10⁻⁵. Assim, nos ensaios tipo 1, em que o objetivo é a avaliação do módulo resiliente para vários níveis de carga, é aplicado um condicionamento prévio com 20 000 ciclos a um nível de carga considerável (Quadro 3). Depois do material estar estabilizado com este procedimento, são então aplicados vários níveis de carga. Embora a norma preveja 100 ciclos para a avaliação do módulo resiliente nos vários níveis de carga, foram aplicados 5000 ciclos por se considerar que o material cimentado possa ser mais sensível a um número mais elevado de ciclos. Nos ensaios tipo 2 o objetivo é avaliar o máximo nível de carga para o qual não se desenvolvem deformações permanentes elevadas, de acordo com o limite de Fluência Plástica indicado na norma europeia. No Quadro 3 apresentam-se os níveis de carga utilizados em cada tipo de ensaio em função da tensão de confinamento e da tensão de desvio $(q = \sigma_v - \sigma_H)$ cíclica (tal como definida na Figura 4).

Tipo 1				Tipo 2					
σ'c (kPa)	q _{ciclica} (kPa)		Nº	σ'c (kPa)	q _{ciclica}	Nº			
	min	max	ciclos		min	max	ciclos		
70	5	340	20 000	40	5	100	10 000		
50	5	80	5000	40	5	240	10 000		
50	5	115	5000	40	5	360	10 000		
50	5	150	5000	80	5	200	10 000		
50	5	200	5000	80	5	400	10 000		
50	5	280	5000	80	5	600	10 000		
100	5	150	5000	150	5	400	10 000		
100	5	200	5000	150	5	500	10 000		
100	5	280	5000	150	5	600	10 000		
100	5	340	5000						
100	5	400	5000						
150	5	200	5000						
150	5	280	5000						
150	5	340	5000						
150	5	400	5000						
150	5	475	5000						

Quadro 3 - Níveis de carga utilizados em cada tipo de ensaio

3.2 – Avaliação do módulo resiliente (ensaios tipo 1)

Os resultados dos ensaios tipo 1, mostraram que, em cada nível de carga, o módulo resiliente se manteve sempre constante, indicando que a alteração do procedimento da norma de 100 ciclos para 5000 ciclos não teve influência significativa nos resultados. Assim, o módulo resiliente representativo de cada escalão de carga foi calculado como a média dos módulos obtidos nos últimos

10 ciclos como sugerido na norma. Analisando a evolução do módulo resiliente para os vários escalões de carga, verifica-se um comportamento distinto entre os dois tipos de misturas. Os módulos resilientes da mistura 1.2 são aproximadamente 10 vezes superiores aos módulos obtidos na mistura 1.1. Como se verifica pela Figura 7, enquanto no provete menos cimentado (mistura 1.1), um aumento do nível da tensão de desvio correspondeu a uma diminuição do módulo resiliente, no provete mais cimentado essa relação não é tão clara dependendo também da tensão de confinamento.

Como a norma sugere, o condicionamento inicial foi realizado com um nível de carga elevado, induzindo um impacto importante nos provetes. Se esse condicionamento é necessário e desejável em materiais granulares para que as partículas se rearranjem e possam suportar as cargas seguintes, nos materiais cimentados o condicionamento pode induzir quebra de ligações cimentícias reduzindo os benefícios da cimentação. No caso da mistura 1.1, a diminuição do módulo resiliente durante o condicionamento (Figura 8) evidencia essa destruturação, pelo que o comportamento se torna próximo de um material granular, e os módulos resilientes diminuem com os sucessivos aumentos no nível de tensão (Figura 7). No caso da mistura 1.2, módulo resiliente mantém-se elevado durante o condicionamento (Figura 8) indicando que, neste caso, esta destruturação foi menos relevante, mas ainda assim importante já que os módulos das fases seguintes são inferiores (Figura 7). Para a tensão mais baixa de confinamento o módulo resiliente aumenta com a tensão, enquanto na tensão mais elevada o módulo diminui com o aumento da carga. Este comportamento reflete o efeito combinado da resistência da cimentação e a destruturação induzida pela carga.



Fig. 7 – Evolução do módulo resiliente com o nível de carga para cada tensão de confinamento: a) mistura 1.1; b) mistura 1.2



Fig. 8 – Evolução do módulo resiliente durante o condicionamento: a) mistura 1.1; b) mistura 1.2

3.3 – Avaliação da deformação permanente (ensaios tipo 2)

Os ensaios tipo 2 para avaliação da deformação permanente podem ser avaliados pela teoria de shakedown explicada acima (Werkmeister et al., 2005) que é a base do modelo de interpretação da norma europeia. Para esse efeito foi calculada a taxa da deformação permanente definida pela equação seguinte:

$$taxa \ \varepsilon_p = \frac{\varepsilon_p}{n^{\underline{o}} \ de \ ciclos} \tag{2}$$

De acordo com a norma, a análise dos resultados é feita de forma discreta, em determinadas fases do ensaio correspondentes ao número de ciclos indicados na norma, para o qual se faz a média em 10 ciclos consecutivos.

Os resultados obtidos para a mistura 1.1 mostraram uma acumulação de deformação permanente bastante reduzida (menor que 0,05%, no limite da capacidade de medição dos transdutores), exceto no escalão de carga mais severo (σ'_{c} = 80 kPa e q_{max}= 600 kPa), representado na Figura 9, para o qual a taxa de crescimento da deformação permanente tende rapidamente para zero. Este material pode assim ser classificado como tipo A, shakedown plástico, caracterizado por uma resposta plástica para um número finito de ciclos, embora depois desse período de compactação a resposta seja inteiramente elástica sem mais deformações permanentes.

Analisando a resposta da deformação resiliente, como apresentada na Figura 10, observa-se um comportamento estabilizado após 1000 ciclos, o que está de acordo com a classificação tipo A. Para o nível de tensão correspondente a $\sigma'_c=80$ kPa e $q_{max}=600$ kPa, após o crescimento rápido da deformação resiliente esta tende a reduzir com o número de ciclos. Isto pode acontecer pelo facto do material se tornar cada vez mais compacto e estável com comportamento cada vez mais elástico, como menores deformações plásticas e menores deformações resilientes.



Fig. 9 – Taxa de crescimento da deformação permanente em função da deformação permanente vertical na mistura 1.1



Fig. 10 – Deformação resiliente vertical em função do número de ciclos para a mistura 1.1

Observando a evolução da deformação permanente com o número de ciclos em escala logarítmica (Figura 11), verifica-se um contínuo aumento até 10 000 ciclos para o estágio de σ'_c = 80 kPa e q_{max}= 600 kPa. Ou seja, apesar da baixa taxa de crescimento da deformação permanente avaliada na Figura 9, que indicaria um comportamento do tipo A, a evolução

apresentada na Figura 11 para este escalão em particular já indica um comportamento do tipo B, fluência plástica, onde a rotura é atingida para um número elevado de ciclos. No entanto, para os restantes escalões de carga o comportamento é perfeitamente estável, do tipo A. Conclui-se, portanto, que mesmo a mistura menos cimentada apresenta um comportamento bastante estável à luz da teoria patente na norma europeia decorrente do conceito de shakedown desenvolvido por Werkmeister et al. (2005). A mesma análise foi efetuada para a mistura mais cimentada verificando-se, como esperado, deformações muito mais reduzidas, pelo que esta se enquadra naturalmente no tipo A.



Fig. 11 - Deformação permanente vertical em função do número de ciclos para a mistura 1.1

Quadro 4 – Deformação j	permanente	acumulada	entre o	s 5000 (e os 300	0 ciclos	para	cada
	mistura em	função do r	nível de	tensão				

σ'c	q _{max}	$\sigma'_v max / \sigma'_c$	$\epsilon_{p}(\%) = \epsilon_{p}(5000) - \epsilon_{p}(3000)$			
kPa	kPa		M 1.1	M 1.2		
	100		0,0004	0,0000		
40	240	7,0	0,0000	0,0000		
	360	10,0	0,0040	0,0005		
	200	3,5	0,0028	0,0019		
80	400	6,0	0,0040	0,0006		
	600	8,5	0,0153	0,0000		
	400	3,7	0,0037	0,0007		
150	500	4,3	0,0038	0,0000		
	600	5,0	0,0015	0,0003		

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 155 – julho/julio/july 2022 – pp. 27-54 https://doi.org/10.14195/2184-8394_155_2 – © 2022 Sociedade Portuguesa de Geotecnia A classificação pode ser feita também através da deformação permanente acumulada entre os 5000 e 3000 ciclos, como apresentado no Quadro 4. Verifica-se que esta deformação é sempre inferior a 0,0045%, exceto para o nível de tensão correspondente a $\sigma'_c=80$ kPa e $q_{max}=600$ kPa da mistura 1.1 em que esse valor fica entre 0,0045% e 0.04%. Como na norma o valor de 0,0045% corresponde à deformação associada ao limite de Shakedown Plástico e o valor de 0,04% corresponde ao valor do limite de Fluência Plástica, os resultados do Quadro 4 confirmam a classificação de tipo A para todos os casos exceto um, classificado de tipo B (nível de tensão correspondente a $\sigma'_c=80$ kPa e $q_{max}=600$ kPa da mistura 1.1).

4 – AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO A LONGO PRAZO ATRAVÉS DE UM NÚMERO ELEVADO DE CICLOS

4.1 – Definição das condições de ensaio

Para a definição das cargas aplicadas nos ensaios começou-se por estabelecer uma relação entre a tensão de pré-consolidação (σ'_y) e o parâmetro normalizador da mistura mencionado anteriormente ($n/C_{iv}^{0,21}$), como se apresenta na Figura 12a). A tensão de confinamento escolhida é uma fração da tensão de pré-consolidação no espaço q/σ'_y e p'/ σ'_y e as tensões de corte cíclico uma fração da correspondente tensão última drenada para o mesmo confinamento (Figura 12b). Por esta razão, é expectável que a magnitude da deformação acumulada seja parecida para todos os provetes cimentados, independentemente do nível de cimentação e compactação.



Fig. 12 – Regressão linear entre pressão de pré-consolidação e o índice porosidade/cimento (a); espaço de tensões normalizado pela pressão de pré-consolidação no qual se indicam os níveis de confinamento para os três conjuntos de ensaios cíclicos drenados (b)

Foram assim executados 24 ensaios drenados e 3 ensaios não drenados, como se reporta no quadro seguinte. Os ensaios drenados foram efetuados com três diferentes níveis de confinamento, correspondentes a um confinamento baixo (s1), médio (s2) e alto (s3), respetivamente. Os ensaios não drenados foram efetuados com o nível de confinamento baixo (s1U). No Quadro 5 apresenta-se a tensão de pré-consolidação associada a cada mistura e o nível de carga utilizado em cada tipo de ensaio em função da tensão de desvio cíclica (tal como definida na Figura 4) e da tensão de confinamento. As misturas indicadas neste quadro são as apresentadas no Quadro 2.

Para todas estas misturas foram realizados ensaios triaxiais cíclicos para avaliação da deformação permanente após 1.000.000 de ciclos. Como a frequência de aplicação da carga indicada na secção 2.3 foi de 1Hz, os ensaios tinham a duração de 11,5 dias.

	Tensão de pré-	Ensaios drenados						Ensaios não drenados	
Mistura	consolidação	s1		s2		s3		s1U	
	σ_y' kPa	σ' _c kPa	<i>q_{cyc}</i> kPa	σ' kPa	q _{cyc} kPa	σ _c ' kPa	q _{cyc} kPa	σ _c ' kPa	<i>q_{cyc}</i> kPa
2.1	300	40	10-19	100	17-26	151	14-29		
2.2	1500	40	93-158	500	78-140	717	53-110		
2.3	3000	40	156-279	991	95-238	1500	107-271	40	100-200
2.4	3140	40	206-375	1033	165-310	1569	102-251		
2.5	800	40	17-27	266	36-88	403	43-87		
2.6	3030	40	200-368	1003	162-286	1515	101-238		
2.7	3950	40	319-577	1303	100-254	1649	125-327		
2.8	4000	40	321-581	1585	208-390	1649	174-361	40	250-500
2.9	3000			I		I		40	100-200

Quadro 5 - Níveis de carga utilizados em cada tipo de ensaio

4.2 - Avaliação do comportamento drenado com baixo confinamento

O primeiro conjunto de ensaios (indicado com a sigla "s1") é o conjunto com o menor nível de tensão de confinamento (40 kPa). Os resultados são mostrados nas Figuras 13 e 14, respetivamente para a deformação axial e para a deformação volumétrica.

Nas Figuras 13a) e 14a), os resultados são apresentados em escala semi-logarítmica para se visualizar melhor os primeiros ciclos onde ocorre a maior acumulação de deformação permanente nos solos não cimentados. Além disso, o uso da escala semi-logarítmica facilita a identificação do número de ciclos para o qual a acumulação de deformação permanente nos provetes cimentados começa a ser superior a um dado valor quantificável (por exemplo, 0,01%). No entanto, nas Figuras 13b) e 14b), apresentam-se os mesmos resultados em escala linear para se perceber melhor o crescimento da deformação permanente ao longo do número de ciclos. Esta forma de apresentação foi mantida em toda a seção 4.

Os resultados dos ensaios em provetes cimentados e não cimentados são apresentados em duas escalas verticais distintas, uma vez que as magnitudes são marcadamente diferentes nos dois casos. A deformação acumulada no final dos ciclos de carga é bastante parecida nos dois provetes não cimentados (aproximadamente 0,35%) e, como previsto, claramente inferior nos provetes cimentados. Os provetes cimentados são mais rígidos e com tendência a acumular menor deformação que um correspondente provete não cimentado, mesmo que o nível de tensão aplicado face à respetiva tensão de rotura seja o mesmo nos dois casos. Tendo em conta a inevitável dispersão de resultados numa escala tão reduzida, a acumulação de deformação axial é semelhante nos provetes cimentados e na ordem de 0,04%. Este resultado mostra que o índice porosidade/cimento ($n/C_{iv}^{0,21}$), usado como parâmetro índice nos ensaios de compressão simples e triaxiais monotónicos (Rios et al., 2014), é aplicável também aos ensaios triaxiais cíclicos.

O estudo das tendências de acumulação das deformações axiais mostra que, para os provetes cimentados, a deformação acumulada cresce muito pouco durante os primeiros 10000 ciclos e

aumenta após este limite. Nos provetes não cimentados há uma significativa acumulação de deformação permanente até aos primeiros 1000 ciclos tendendo a estabilizar a partir desse ponto.

Comparando estes resultados de evolução da deformação permanente com os apresentados na Figura 11, verifica-se claramente que a norma europeia, desenvolvida para materiais não ligados, não permite analisar o comportamento a longo prazo dos materiais cimentados. Estes materiais, que inicialmente parecem apresentar deformações bastante reduzidas, podem a longo prazo apresentar acumulação de deformação permanente devido à degradação das ligações cimentícias com as cargas cíclicas. Pelo contrário, os materiais não cimentados tendem a estabilizar a acumulação das deformações ficando mais compactos e rígidos com as cargas cíclicas. Deve-se, porém salientar que, mesmo para um número elevado de ciclos, as deformações permanentes verificadas nos provetes não cimentados são sempre superiores às deformações dos provetes cimentados, evidenciando o claro benefício da cimentação.



Fig. 13 – Deformação axial acumulada com o número de ciclos (primeiro conjunto de ensaios): a) escala semi-logarítmica; b) escala linear

A diferença na resposta evidencia a influência da cimentação. Como é expectável, os provetes com maior teor em cimento experimentam deformações axiais acumuladas inferiores em comparação aos provetes não cimentados. Contudo, a cimentação torna o material mais rígido, mas mais frágil (Leroueil and Vaughan, 1990): enquanto as ligações da cimentação são intactas, a fábrica do solo permanece inalterada e a acumulação de deformação permanente é baixa. Depois de muitos ciclos de carga, e quando algumas das ligações já se encontram danificadas, estas não conseguem absorver a carga imposta que passa progressivamente a atuar sobre a fraca estrutura do solo, resultando numa acumulação de deformações axiais. Por outro lado, os provetes não cimentados mostram um comportamento marcadamente diferente. Como as partículas são neste caso relativamente livres de mudar o arranjo interparticular, a acumulação de deformações axiais é maior na primeira parte do ensaio cíclico, correspondendo a uma compactação do provete (deformações volumétricas positivas). Uma vez que o rearranjo particular mudou a estrutura da matriz granular do solo e causou compactação, a deformação permanente tende a estabilizar.



Fig. 14 – Deformação volumétrica acumulada com o número de ciclos (primeiro conjunto de ensaios): a) escala semi-logarítmica; b) escala linear

A acumulação da deformação volumétrica mostra tendências mais complexas. A acumulação é positiva (compressão) nos primeiros 10000 ciclos (muito baixa no caso de provetes cimentados) e subsequentemente torna-se negativa, mostrando uma tendência dilatante. A dilatância é de facto expectável nestes ensaios pouco confinados, já que é o comportamento observado em provetes com baixo confinamento carregados monotonicamente. Não é claro ao que se deve a mudança de sentido entre a primeira parte compressiva e a segunda parte dilatante. Uma possível explicação será o efeito do rearranjo na fábrica do solo. Além disso, é de lembrar que também nos ensaios monotónicos em provetes densos se observa uma inicial tendência compressiva nas primeiras fases do carregamento antes da sucessiva dilatância (Rios et al., 2014).

4.3 – Avaliação do comportamento drenado com confinamento médio

No presente conjunto de ensaios, para cada provete foi escolhido um valor de tensão efetiva de confinamento igual a 1/3 da tensão efetiva de pré-consolidação correspondente (Figura 12). Portanto, ao contrário do primeiro conjunto de ensaios, neste caso cada ensaio teve um nível de confinamento diferente. A razão de 1/3 foi escolhida porque (com base na experiência acumulada no Laboratório de Geotecnia da FEUP: www.fe.up.pt/labgeo, neste tipo de misturas) se espera que com este confinamento a trajetória de tensões de cargas cíclicas se situe dentro do domínio elástico do solo, intermédia entre o lado seco e dilatante (que segundo a mecânica dos estados críticos se observa para solos fortemente sobreconsolidados ou virtualmente sobreconsolidados como os cimentados – Viana da Fonseca, 1996, Viana da Fonseca et al. 2011) e o lado húmido e compressivo que se situa na zona próxima da tensão efetiva de pré-consolidação.

Os resultados mostram aspetos parecidos e outros diferentes em comparação com o precedente conjunto de ensaios. Os gráficos da Figura 15 mostram como, para provetes cimentados, a deformação plástica acumulada é relativamente reduzida durante os primeiros 10000 ciclos e aumenta nos ciclos seguintes. Para os provetes não cimentados a acumulação de deformação é

evidente desde os primeiros ciclos. No entanto, ao contrário do que se verificava no nível de confinamento mais baixo, as deformações permanentes dos provetes cimentados tendem a aproximar-se da deformação acumulada nos provetes não cimentados para 1 milhão de ciclos. Este aspeto é especialmente notório para o índice de vazios menor (e=0,60).

Esta diferença de comportamento evidencia a influência da cimentação. Enquanto as ligações entre as partículas se mantêm preservadas (intactas ou pouco danificadas), a estrutura do solo permanece íntegra e não há desenvolvimento de deformação permanente. Quando a energia transmitida ao solo tende a quebrar as ligações, o seu efeito começa a manifestar-se sob forma de acumulação de deformação, sendo as partículas (ou os "clusters" de partículas) mais livres de deslocar-se umas em relação às outras.



Fig. 15 – Deformação axial acumulada com o número de ciclos (segundo conjunto de ensaios): a) escala semi-logarítmica; b) escala linear

A evolução da componente volumétrica da deformação é sintetizada nos gráficos da Figura 16. Como anteriormente mencionado, a mecânica dos estados críticos (desenvolvida para carregamentos monotónicos e solos não cimentados) descreve o comportamento de um solo individualizando dois domínios bem distintos e caracterizados por respostas muito diferentes. O parâmetro que discrimina os dois domínios é a tensão de confinamento efetiva do solo. Os solos pouco confinados (com alto valor do grau de sobreconsolidação) sujeitos a um esforço de corte exibem um comportamento dilatante na deformação volumétrica: depois de uma compactação inicial, a evolução da deformação de volume muda de sentido, para negativo, correspondente ao aumento de volume do provete (lado seco do estado crítico). Pelo contrário, os solos muito confinados (normalmente consolidados ou pouco sobreconsolidados) mostram um comportamento sempre contrativo, no sentido da diminuição do volume e, portanto, deformação volumétrica positiva (lado húmido). No âmbito dos solos granulares esta distinção diferencia os materiais densos dos materiais soltos.

No presente estudo, na hipótese de que a mecânica dos estados críticos seja extensível ao campo do carregamento cíclico dos solos cimentados, foi escolhida uma tensão de confinamento intermédia para os ensaios, com o intuito de investigar uma área do domínio elástico menos conhecida. Os resultados reportados nos gráficos mostram uma evolução da deformação volumétrica acumulada ao longo dos ciclos de carga que oscila entre os dois domínios clássicos antes descritos. Todos os provetes exibem um comportamento contrativo nos primeiros 10000 ciclos. A seguir, alguns deles mostram o comportamento típico do lado seco, com uma inversão de sinal e o desenvolvimento de um comportamento dilatante. É o caso por exemplo dos ensaios TC_0%_e1_s2 ou TC_3%_e2_s2. Outros provetes mostram um comportamento diferente, com uma dupla mudança de sentido: após a inicial compressão, a deformação acumulada inverte o sentido, de dilatância (variação negativa de volume) para contração (variação positiva de volume) típica do lado húmido. É o caso dos ensaios TC_3%_e1_s2, TC_5%_e2_s2 e TC_7%_e2_s2. Salienta-se o facto que nos gráficos o eixo horizontal se referir ao número de ciclos de carga, mas a forma das curvas fica sensivelmente inalterada quando o eixo é substituído pela deformação axial acumulada.

Por fim, evidencia-se o facto que, nos primeiros 100000 ciclos, a deformação volumétrica dos provetes cimentados ser muito mais baixa do que nos não cimentados. Como salientado no parágrafo anterior, este é o efeito das ligações cimentícias, que nesta primeira fase são ainda pouco danificadas. Depois da quebra das ligações, as deformações volumétricas desenvolvem-se também nos provetes cimentados. Este comportamento manifesta um outro aspeto da cimentação: por um lado a rigidez e resistência são acrescidas, por outro lado o material torna-se mais frágil e a quebra é mais repentina e evidente.

Estes resultados confirmam a importância do estudo do comportamento cíclico para grande número de ciclos, dado que o comportamento mostra características peculiares sobretudo após os 10000 ciclos.



Fig. 16 – Deformação volumétrica acumulada com o número de ciclos (segundo conjunto de ensaios): a) escala semi-logarítmica; b) escala linear

4.4 - Avaliação do comportamento drenado com elevado confinamento

Estes ensaios apresentam o mais alto nível de confinamento, correspondente a 1/2 da tensão efetiva de pré-consolidação correspondente. Nestas condições espera-se que os provetes mostrem

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 155 – julho/julio/july 2022 – pp. 27-54 https://doi.org/10.14195/2184-8394 155 2 – © 2022 Sociedade Portuguesa de Geotecnia uma resposta solta e compressível. Apesar destas tensões serem mais elevadas, situam-se ainda, numa região afastada da superfície de cedência.

É oportuno referir que, como reportado por Leroueil e Hight (2003), ensaios de compressão isotrópica efectuados por diferentes autores mostram que solos cimentados podem atingir uma região no plano log(p')-e que não é permitida pelo mesmo solo não cimentado, com um aumento da tensão de pré-consolidação. Quando a tensão média ultrapassa a tensão de pré-consolidação em solos cimentados, a trajetória de carga muda para uma inclinação maior que a inclinação da línea normalmente consolidada (LNC) do correspondente solo não cimentado, correspondendo esta mudança abrupta ao início da degradação das ligações cimentícias. Este efeito mostra a expansão da zona puramente elástica do material cimentado e mostra que a degradação das ligações cimentícias inicia após ser ultrapassado o valor da tensão de pré-consolidação do solo cimentado e não antes.

A mesma conclusão foi encontrada por Cuccovillo e Coop (1999) que ensaiaram areias artificialmente cimentadas e mostraram uma expansão da zona puramente elástica no plano de compressão isotrópica, com uma deslocação da LNC do correspondente solo não cimentado em direção de maiores níveis de tensão de confinamento. Os autores afirmam que a normalização dos esforços para solos cimentados seja referida a nova LNC expandida pela cimentação e não à LNC intrínseca do solo não cimentado correspondente.

As diferenças entre o comportamento do solo cimentado e do não cimentado são similares às observadas nos ensaios anteriores (Figura 17). Para os provetes cimentados, a deformação permanente é reduzida na primeira parte aumentando de seguida. Para os provetes não cimentados, há uma significativa acumulação de deformação permanente na primeira parte do ensaio. No entanto, o ensaio TC_0%_e1_s3 mostra um comportamento parecido com os provetes cimentados, com um crescimento significativo da deformação permanente na segunda parte do ensaio. Ao contrário, o ensaio TC_0%_e2_s3 mostra menos acumulação de deformação permanente na segunda parte do ensaio. Ao contrário, o ensaio TC_0%_e2_s3 mostra menos acumulação de deformação permanente na segunda parte do ensaio. Example do ensaio com a primeira parte, tal como nos provetes não cimentados dos primeiros dois conjuntos de ensaios. Contudo, neste caso a diferença entre a deformação axial final



Fig. 17 – Deformação axial acumulada com o número de ciclos (terceiro conjunto de ensaios): a) escala semi-logarítmica; b) escala linear

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 155 – julho/julio/july 2022 – pp. 27-54 https://doi.org/10.14195/2184-8394 155 2 – © 2022 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

entre provetes cimentados e não cimentados é menos marcada que nos conjuntos precedentes. Os provetes não cimentados apresentam deformações axiais no final do ensaio entre 0,15 e 0,20%, contra aproximadamente 0,30 a 0,35% nos conjuntos anteriores. Os ensaios cimentados atingiram valores de deformação acumulada entre 0,05% e 0,10%. De maneira geral, observa-se que a deformação axial final decresce com o crescente confinamento em provetes não cimentados e cresce com o confinamento em provetes cimentados (exemplo na Figura 18).



Fig. 18 – Exemplo de comparação entre ensaios em provetes idênticos e três diferentes níveis de confinamento: provete não cimentado 0%_e1 (acima) e provete cimentado 5%_e1 (abaixo): a) escala semi-logarítmica; b) escala linear

Uma possível explicação deste comportamento é que o incremento da tensão de confinamento tem o efeito de aumentar a rigidez da matriz granular do solo como consequência de um maior contacto interparticular. Por outro lado, nos provetes cimentados o confinamento pode ter o efeito de danificar as ligações cimentícias, sendo o trabalho das forças externas em parte absorvido pela matriz granular do solo, provocando deformações permanentes, em parte absorvido pelas ligações, resultando em dano.

Os resultados relativos às deformações volumétricas mostram que, apesar do acrescido valor do confinamento, a tendência não é puramente compressiva em todos os ensaios (Figura 19). Embora haja ensaios que mostram um comportamento compressivo, em alguns ensaios, a resposta é mista entre compressiva e dilatante e em outros observa-se um comportamento puramente dilatante.



Fig. 19 – Deformação volumétrica acumulada com o número de ciclos (terceiro conjunto de ensaios): a) escala semi-logarítmica; b) escala linear



Fig. 20 – Exemplo de comparação entre deformações volumétricas acumuladas em provetes idênticos sujeitos a três diferentes níveis de confinamento: ensaio 5%_e2 (acima) e 7%_e1 (em baixo): a) escala semi-logarítmica; b) escala linear

Provavelmente, esta dispersão é sinal de que o confinamento escolhido (metade da tensão de pré-consolidação) não é suficiente para chegar em todos os casos ao domínio puramente compressivo do espaço de tensões. De toda a forma, em todos os ensaios deste grupo, quando comparados com os correspondentes ensaios dos grupos com menor confinamento, nota-se um comportamento menos dilatante ou mais compressivo, ou seja, a dilatância (quando presente) é menos marcada que nos ensaios anteriores (exemplos em Figura 20). Por esse motivo, o comportamento observado enquadra-se nos princípios dos estados críticos uma vez que os resultados sugerem haver relação entre a sobreconsolidação aparente/induzida e a tensão de confinamento. Ou seja, o ensaio com menor tensão de confinamento (maior sobreconsolidação aparente/induzida) é mais dilatante que o ensaio com maior tensão de confinamento (menor sobreconsolidação aparente/induzida).

4.5 – Avaliação do comportamento não drenado

Três ensaios cíclicos não drenados foram realizados em provetes cimentados e com um confinamento efetivo inicial de 40 kPa, igual ao confinamento do primeiro grupo de ensaios drenados, portanto, é previsível que mostrem um comportamento do tipo dilatante.

A acumulação de deformação axial (Figura 21) apresenta um comportamento similar ao já descrito nos ensaios anteriores. O ponto para o qual a acumulação de deformação permanente se torna superior a 0,01% ocorre em todos os ensaios aproximadamente aos 10000 ciclos de carga.

O ensaio não drenado TC_3%_e3_s1U não tem correspondência direta em nenhum ensaio drenado, sendo o índice de vazios inicial deste provete (0,65) intermédio entre os dois ensaios drenados mais parecidos, TC_3%_e1_s1 e TC_3%_e1_s2, com índices de vazios de 0,75 e 0,60 respetivamente. A comparação da acumulação de deformação axial nos três ensaios mostra, também neste caso e apesar da diferente densidade inicial, uma boa correspondência nos padrões de acumulação, sem aparente influência da condição de drenagem (Figura 23).

A Figura 24 mostra a variação de pressão intersticial nos três ensaios não drenados com o número de ciclos. A variação é negativa nos três ensaios, confirmando a tendência dilatante do material nestas condições de baixo confinamento, coerentemente com a acumulação de deformações volumétricas negativas observada nos ensaios drenados com baixo confinamento.



Fig. 21 – Deformação axial acumulada com o número de ciclos (ensaios não drenados): a) escala semi-logarítmica; b) escala linear



Fig. 22 – Comparação entre ensaios drenados e não drenados sobre provetes com iguais características e igual confinamento inicial: a) escala semi-logarítmica; b) escala linear



Fig. 23 – Comparação entre ensaios drenados e não drenados sobre provetes com teor em cimento de 3%: a) escala semi-logarítmica; b) escala linear



Fig. 24 – Variação da pressão intersticial com o número de ciclos (ensaios não drenados): a) escala semi-logarítmica; b) escala linear

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 155 – julho/julio/july 2022 – pp. 27-54 https://doi.org/10.14195/2184-8394_155_2 – © 2022 Sociedade Portuguesa de Geotecnia Os resultados mostram claramente o papel da cimentação. Não se observam variações significativas de pressão intersticial nos primeiros 1000 ciclos. Sucessivamente, à medida que o dano nas ligações aumenta progressivamente ao longo dos ciclos de carga, as partículas são cada vez mais livres de rearranjar-se e observa-se uma variação negativa na pressão intersticial, sinal da tendência dilatante do material. Tal variação é maior nos provetes menos cimentados e menor em provetes mais cimentados. Observa-se uma estabilização na variação ao final do milhão de ciclos de carga no provete com teor em cimento de 3%. Ao contrário, os provetes com 5 e 7%, apesar de sofrerem uma variação inferior, não aparentam estabilizar as deformações. O processo de variação de pressão intersticial inicia aproximadamente aos 1000 ciclos para os provetes com 3 e 5% de teor em cimento e aos 100000 ciclos para o provete com 7%. Este diferente comportamento parece estar de acordo com o índice porosidade/cimento que é de 36 para os primeiros dois ensaios e de 29 para o terceiro, correspondendo o valor inferior a um acrescido nível de estrutura, logo a uma acumulação de pressões mais tardia.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho são descritos trabalhos realizados no laboratório de geotecnia da FEUP, ao longo de vários anos, para conhecimento do comportamento cíclico de solos areno-siltosos artificialmente cimentados quando sujeitos s carregamentos dinâmicos e(ou) cíclicos.

Dá-se um enfoque especial ao comportamento cíclico de uma areia siltosa artificialmente cimentada com cimento Portland estudada com ensaios cíclicos num equipamento especificamente concebido e construído na FEUP. Numa primeira fase os ensaios são realizados segundo a norma europeia para avaliação dos módulos resilientes e para classificação do material à luz da teoria de shakedown. Verificou-se que a evolução dos módulos resilientes com o nível de carga nas misturas cimentadas é distinta do que acontece nos materiais não ligados em que o módulo tende a crescer com a tensão de confinamento. Na mistura menos cimentada, um aumento do nível de carga correspondeu a uma diminuição do módulo resiliente; enquanto que na mistura mais cimentada essa relação não foi tão clara dependendo também da tensão de confinamente a longo prazo para três diferentes níveis de confinamento. De maneira geral, observa-se que a deformação permanente reduz com o aumento do nível de confinamento em provetes não cimentados e aumenta com o nível de confinamento em provetes cimentados. Este comportamento, observado nas duas fases de ensaios, reflete a relação entre a resistência da cimentação e a destruturação induzida pela carga aplicada.

Por outro lado, o estudo da deformação permanente a longo prazo mostra que, para os provetes cimentados, a deformação acumulada é muito reduzida durante os primeiros 10000 ciclos e aumenta após este limite. Nos provetes não cimentados observa-se uma significativa acumulação de deformação permanente no início do ensaio que tende a estabilizar a partir dos 1000 ciclos de carga. Isto indica que nos materiais não ligados a classificação à luz da teoria de shakedown pode ser feita para um número limitado de ciclos como especificado na norma europeia. No entanto, nos materiais cimentados, a classificação segundo a teoria de shakedown como sugere a norma europeia, não é aplicável a materiais cimentados, nem reflete o seu comportamento a longo prazo que está dependente da degradação da cimentação. Deve-se, porém salientar que, mesmo para um número elevado de ciclos, as deformações permanentes verificadas nos provetes não cimentados foram sempre superiores às deformações dos provetes cimentados, evidenciando o claro benefício da cimentação.

6 - AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi também financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC).

7 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abu-Farsakh, M.; Dhakal, S.; Chen, Q. (2015). *Laboratory characterization of cementitiously treated/stabilized very weak subgrade soil under cyclic loading*. Soils and Foundations 55(3): 504-516.
- Amaral, M. (2012). Caracterização e Modelação de Comportamento Dinâmico e Cíclico de Misturas de Solo-Cimento para Infraestruturas de Transportes. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade do Porto.
- Amaral, M.; Viana da Fonseca, A.; Arroyo, M.; Cascante, G.; Carvalho, J.M. (2011) Compression and shear wave propagation in cemented-sand specimens. Géotechnique Letters, 1(3): 79–84, ICE.
- Amaral, M.; Viana da Fonseca, A.; Rios, S. (2013). Numerical Methodology to Minimize Resolution and Sensitivity Effects in P-Wave Measurements. Geotechnical Testing Journal. Vol. 36, No. 2, pp. 178-186, doi:10.1520/GTJ20120111
- CEN (2004), EN 13286-7 Unbound and hydraulically bound mixtures Part 7: Cyclic load triaxial test for unbound mixtures, Comité Européen de Normalisation, Brussels.
- Chen, W.-B.; Feng, W.-Q.; Yin, J.-H., Borana, L.; Chen, R.-P. (2019). Characterization of permanent axial strain of granular materials subjected to cyclic loading based on shakedown theory. Construction and Building Materials 198: 751-761.
- Consoli, N.; Viana da Fonseca, A.; Cruz, R.; Rios, S. (2011). Voids/Cement ratio controlling tensile strength of cement treated soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 137(11), 1126-1131, doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000524
- Consoli, N.; Viana da Fonseca, A.; Rios, S.; Cruz, R.; Fonini, A. (2012). Parameters controlling stiffness and strength of artificially cemented soils. Géotechnique 62(2), 177-183, doi:10.1680/geot.8.P.084
- Coop, M.; Atkinson, J. (1993). *The mechanics of cemented carbonate sands*. Géotechnique, 43(1), 53-67.
- Cuccovillo, T.; Coop, M.R. (1999). On the mechanics of structured sands. Géotechnique, 49(6), 741-760.
- EP (2009). Caderno de Encargos Tipo Obra, Estradas de Portugal
- Ferreira, C.; S. Rios; Cristelo, N.; Fonseca, A. V. (2021). Evolution of the optimum ultrasonic testing frequency of alkali-activated soil-ash. Géotechnique Letters 11(3): 158-163, https://doi.org/10.1680/jgele.21.00041
- Gomes Correia, A.; Ramos, A. (2021). A geomechanics classification for the rating of railroad subgrade performance. Railway Engineering Science. https://doi.org/10.1007/s40534-021-00260-z

- Ladd, R. S. (1978). *Preparing test specimen using undercompaction*. Geotechnical Testing Journal, 1(1), 16-23.
- Leroueil, S.; High, D.W. (2003). *Behaviour and properties of natural soils and soft rocks*. In Characterization and Engineering Properties of Natural Soils (Tan et al., eds.), 29-254, Swets and Zeitlinger, Lisse.
- Leroueil, S.; Vaughan, P. (1990). *The General and Congruent Effects of Structure in Natural Soils* and Weak Rocks, Géotechnique, 40(3), 467-488.
- Paixão, A.; Fortunato, E.; Calçada, R. (2015). Design and construction of backfills for railway track transition zones. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit; 229(1):58-70. doi:10.1177/0954409713499016
- Panico, A. F. (2018). *Modelling the Long Term Cyclic Behaviour of Porto Silty-Sand Stabilised with Cement*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade do Porto.
- Panico, F.; Viana da Fonseca, A. (2016). Long Term Cyclic Response of a Soil-Cement Mixture: Experimental Study and Modelling. Procedia Engineering, 143, pp. 178-186. http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705816304611
- Ramos, A.; Gomes Correia, A.; Indraratna, B.; Ngo, T.; Calçada, R.; Costa, P. A. (2020). Mechanistic-empirical permanent deformation models: Laboratory testing, modelling and ranking. Transportation Geotechnics 23: 100326.
- Rios, S. (2011). A General Framework for the Geomechanical Characterisation of Artificially Cemented Soil. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade do Porto.
- Rios, S.; Cristelo, C.; Viana da Fonseca, A.; Ferreira, C. (2017). *Stiffness Behavior of Soil Stabilized* with Alkali-Activated Fly Ash from Small to Large Strains. International Journal of Geomechanics, 17(3), 1-12 doi: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000783
- Rios, S.; Viana da Fonseca, A.; Baudet, B. (2012). *The effect of the porosity/cement ratio on the compression behaviour of cemented soil*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 138(11), 1422–1426, doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000698
- Rios, S.; Viana da Fonseca, A.; Baudet, B. (2014). On the shearing behaviour of an artificially cemented soil. Acta Geotechnica, 9(2), 215-226, doi: 10.1007/s11440-013-0242-7
- Sharp (1983). Shakedown Analyses and the Design of Pavement under Moving Surface Load. Ph.D. thesis, University of Sydney, Sydney, Australia
- Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para Dimensionamento de Fundações Directas.* Tese de doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Viana da Fonseca, A.; Carvalho, J.; Ferreira, C.; Santos, J.A.; Almeida, F.; Pereira, E.; Feliciano, J.; Grade, J.; Oliveira, A. (2006). *Characterization of a profile of residual soil from granite combining geological, geophysical and mechanical testing techniques*. Geotechnical and Geological Engineering, 24, pp.1307-1348.
- Viana da Fonseca, A.; Coop, M.R.; Fahey, M.; Consoli, N. (2011). The interpretation of conventional and non-conventional laboratory tests for challenging geotechnical problems.
 'Deformation Characteristics of Geomaterials', 1: 84-119. IOS Press, Amsterdam.

- Viana da Fonseca, A.; Rios, S.; Amaral, M.; Panico, F. (2013). Fatigue cyclic tests on artificially cemented soil. Geotechnical Testing Journal. Vol. 36, No. 2, pp. 227-235, doi:10.1520/GTJ20120113 (ISSN 0149-6115).
- Viana da Fonseca, A.; Amaral, M.F.; Panico, F.; Rios, S. (2014). Indexation of Dynamic and Static Geomechanical Properties of a Cemented Aggregate for Transportation Engineering. Transportation Geotechnics, 1(1), 31-44, doi:10.1016/j.trgeo.2014.02.001
- Viana da Fonseca, A., Santos, J.; Coelho, P. (2021). 30 anos de progresso em 3 laboratórios de geotecnia de Universidades Portuguesas: caracterização de solos não plásticos, Geotecnia nº 152 pp. 143-185: doi:10.14195/2184-8394_152_5 (Volume especial dedicado aos 50 anos da revista Geotecnia)
- Werkmeister, S.; Dawson, A.; Wellner, F. (2005). Permanent Deformation Behavior of Granular Materials and the Shakedown Concept. International Journal of Road Materials and Pavement Design, 32-52.
- Yu, H. S.; Khong, C.; Wang, J. (2007). A Unified Plasticity Model for Cyclic Behaviour of Clay and Sand, Mechanics Research Communications, 34, pp.97-114.

NUEVOS MATERIALES SOSTENIBLES PARA BALASTO, SUBBALASTO Y CAPA DE FORMA EN INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS

New sustainable materials for ballast, subbalast and form layer in railway infrastructures

Miquel Morata Royes^a, Joan Peset Iribarren^a, Valentí Fontserè Pujol^a

^a Área Técnica e Innovación, COMSA, España

RESUMEN – En este artículo se presentan tres soluciones innovadoras y sostenibles para mejorar las infraestructuras ferroviarias europeas. En primer lugar, se presenta Neoballast, nueva solución para balasto que ofrece mayor durabilidad, menor impacto ambiental y una reducción de ruido y vibraciones, entre otras muchas prestaciones. En segundo lugar, se presenta el árido siderúrgico desarrollado en el proyecto Gain para uso como subbalasto y capa de forma ferroviaria, el cual ofrece mayores prestaciones mecánicas a la vez que se valoriza un residuo de la producción de acero. En tercer lugar, se presenta el árido siderúrgico desarrollado en el proyecto Birbalas para su uso como balasto y subbalasto ferroviario, del cual se está a la espera de obtener resultados definitivos, si bien los resultados provisionales son muy positivos.

ABSTRACT – This article presents three innovative and sustainable solutions to improve European railway infrastructures. Firstly, Neoballast is presented, a new solution for ballast that offers greater durability, less environmental impact and a reduction in noise and vibrations, among many other benefits. Secondly, the steel slag aggregates developed in the Gain project for use as railway sub-ballast and subgrade, which offers greater mechanical performance than conventional aggregates developed in the Birbalas project for use as railway ballast and subgrade, which offers as railway ballast and sub-ballast is presented. Thirdly, the steel slag aggregates developed in the Birbalas project for use as railway ballast and sub-ballast is presented, for which definitive results are still being gathered, although the preliminary results are very positive.

Palabras Clave - Balasto, subbalasto, árido siderúrgico.

Keywords - Ballast, subballast, slag.

1 – INTRODUCIÓN

Desde la invención del ferrocarril, diversas han sido las mejoras introducidas tanto en el material rodante como en la superestructura necesaria para el óptimo funcionamiento de los servicios ofrecidos. Aparte de la evolución de las locomotoras de tracción a vapor a las de motor eléctrico, y su posterior refinamiento hasta poder alcanzar los 560 km/h; la superestructura se ha visto notablemente mejorada por lo que hace a la geometría de los raíles, el paso de las fijaciones rígidas a las fijaciones elásticas o la modernización del material usado para las traviesas, pasando a ser de hormigón armado, dejando atrás las tradicionales traviesas de madera. Todas estas mejoras han permitido un notable progreso en la reducción de vibraciones y ruido, permitiendo a la vez un

E-mails: miquel.morata@comsa.com (M. Morata), jpeset@comsa.com (J. Peset), vfontsere@comsa.com (V. Fontsere)

menor desgaste y tensión de los materiales, así como una mayor durabilidad, fiabilidad y confort para el usuario.

Sin embargo, el material de la infraestructura (balasto, subbalasto, capa de forma) no ha evolucionado de manera significativa desde la creación del ferrocarril. La degradación de los áridos de origen natural que conforman la infraestructura ferroviaria supone un reto aún por resolver. Las grandes cargas cíclicas debidas al paso de los trenes y los efectos climáticos provocan un deterioro progresivo de los áridos que acaban conduciendo a un descenso de la calidad geométrica de la vía que llevan a una necesidad de mantenimiento periódico y renovación de la vía. Asimismo, considerando las crecientes velocidades de los convoyes, cargas por eje y volumen de tráfico, hay una manifiesta necesidad de mejorar la durabilidad de la infraestructura para poder conseguir una reducción en los costos, disminución del impacto medioambiental y una minimización del entorpecimiento operativo de las obras de mantenimiento y renovación que puedan afectar negativamente a la capacidad de la infraestructura.

En los siguientes apartados se presentan tres soluciones innovadoras y sostenibles desarrolladas en COMSA, conjuntamente con otros socios a nivel nacional e internacional, para la mejora del balasto, subbalasto y capa de forma de las infraestructuras ferroviarias: Neoballast, Gain y Birbalas.

2 – METODOLOGÍA

2.1 – Neoballast

2.1.1 - Contexto

Neoballast es una solución innovadora y sostenible para mejorar radicalmente el rendimiento económico y medioambiental de las vías férreas europeas, aportando importantes beneficios socioeconómicos a toda la sociedad.

Consiste en áridos de balasto cubiertos por un revestimiento conformado por un aglutinante avanzado y polvo de caucho procedente de neumáticos de vehículos fuera de uso, tal y como se puede observar en la Figura 1, proporcionando una gran mejora mecánica y beneficios medioambientales.



Fig. 1 - Neoballast

Las mejoras mecánicas consisten en una menor necesidad de mantenimiento, aumento de la vida útil, mayor resistencia a la abrasión, mientras que mantiene la misma puesta en obra, permeabilidad y posibilidad de bateo de la misma forma que el balasto convencional.

Las ventajas medioambientales de Neoballast, por otro lado, consisten en el reciclaje de neumáticos fuera de uso, una mayor durabilidad, menor extracción de árido de cantera y reducción de ruido y vibraciones.

Gracias a estas ventajas mecánicas y ambientales, Neoballast es una solución idónea para las siguientes aplicaciones:

- Zonas con altos costes de mantenimiento debido al alto tráfico o elevadas cargas. Reducción del mantenimiento y de los costos asociados.
- Zonas en las que no existe balasto de alta calidad (homologado). Posibilidad de aplicar Neoballast con los áridos de baja calidad existentes, así cumpliendo con los requisitos del Administrador de Infraestructuras.
- Zonas de alta densidad de población donde el ruido y las vibraciones suponen un problema importante.
- Zonas donde los tramos presentan alta rigidez y desgaste debido a los altos impactos de carga, como por ejemplo en zonas de aparatos de vía; donde Neoballast puede mejorar la disipación de energía y reducir la rigidez.
- Líneas de tráfico pesado donde el balasto sufre una alta degradación debido a las altas cargas por eje.
- Túneles y puentes, donde las estructuras se encuentran restringidas con alta rigidez y gálibo vertical limitado. Neoballast ofrece una solución para poder reducir el peso y aumentar el gálibo disponible.
- Zonas de transiciones de rigidez, como por ejemplo en zonas entre tramos de balasto y vía en placa, donde Neoballast puede utilizarse para mitigar esta transición.
- Neoballast ha sido desarrollado por COMSA y MAPEI, y en el que también ha participado la UPC y ADIF en el marco del proyecto de I+D+i homónimo de la convocatoria INNPACTO 2011 del Ministerio de Economía y Competitividad del Gobierno de España así como SORIGUÉ, VERDÉS y D2S INTERNATIONAL en el marco del proyecto homónimo de la convocatoria Fast Track to Innovation del programa H2020 de la Comisión Europea.

2.1.2 – Ensayos de laboratorio

Desde la concepción de Neoballast se han realizado diversos ensayos para poder evaluar su rendimiento y viabilidad para poder ser utilizado como balasto ferroviario, tal como se muestra a continuación.

2.1.2.1 – Ensayos mecánicos

Estos ensayos incluyen todas las pruebas relacionadas con los requisitos técnicos del árido indicados en las normas ferroviarias. Estos ensayos también se han realizado para comparar las propiedades de Neoballast con las de los áridos convencionales.

La primera etapa consiste en los ensayos de laboratorio clásicos para balastos definidos en la Norma Europea UNE EN 13450, formados por los siguientes ensayos:

- Ensayo de resistencia a la abrasión y al impacto, conocido como ensayo de Los Ángeles.
- Ensayo de degradación por abrasión, conocido como ensayo de Micro-Deval.
- Ensayo de solidez al sulfato de magnesio.
- Ensayo de densidad y absorción de agua.

2.1.2.2 – Ensayos dinámicos realizados en la Universidad de Granada

Para evaluar el comportamiento de Neoballast en términos de rigidez, asiento y deflexión del carril en condiciones realistas, se ha realizado un ensayo dinámico a escala real en el Laboratorio de Ingeniería de la Construcción de la Universidad de Granada. Estos ensayos incluyen toda la superestructura (carril, traviesa y capa de balasto) y, por tanto, permiten simular el comportamiento a largo plazo del Neoballast en condiciones realistas.

Se ensayaron cuatro secciones, simulando un millón de ciclos de carga para cada sección, tal y como se puede observar en la Figura 2.

- La primera sección representa el diseño de vía estándar utilizado por ADIF en su red ferroviaria, con un espesor de 30 cm.
- La segunda sección tiene una capa de 30 cm de espesor de Neoballast
- La tercera sección consiste en añadir una lámina EPDM de subbalasto de 25 mm de espesor bajo la sección de vía de balasto de origen natural de 30 cm.
 - La cuarta sección analiza una capa de 22-25 cm de espesor de Neoballast.



Fig. 2 - Secciones de las simulaciones realizadas.

Las dos primeras secciones se testaron para comparar el rendimiento del Neoballast con la vía de diseño convencional. Las dos últimas secciones se ensayaron para comparar el rendimiento de Neoballast con una sección de balasto convencional provista de una lámina EPDM bajo el balasto.

El ensayo se realizó para conseguir resultados más realistas que en los ensayos anteriores, realizados en la Universidad de Cantabria (LADICIM), en los que solamente se ensayó la capa de balasto en vez de toda la superestructura.

Las conclusiones obtenidas gracias a los ensayos fueron las siguientes:

- 20% de la reducción de la rigidez con relación al balasto de origen natural.
- 70% más de resistencia a la abrasión (menos fragmentación).
- 54% más de energía disipada.
- 25% menos de tensión bajo la capa de balasto, debido a una mayor área de contacto.
- Menor asiento vertical.
- Posibilidad de reducir la capa de balasto en 5-8 cm, especialmente útil en tramos de gálibo limitado como túneles.
- Mismo rendimiento que el balasto de origen natural con láminas EPDM en la capa inferior de la sección.

2.1.3 – Prueba de campo en línea ADIF

2.1.3.1 – Descripción de la prueba

Uno de los experimentos a escala real realizados para este proyecto ha tenido lugar en una línea de tráfico mixto convencional de ADIF en Caldes de Malavella, cerca de Barcelona, España. El objetivo de la prueba es demostrar el comportamiento de Neoballast en condiciones reales y comparar su rendimiento con el balasto convencional de origen natural.

La línea donde se realiza la prueba tiene un tráfico medio de 468 trenes por semana, de los cuales 80% son trenes de pasajeros, un 19% trenes de mercancías y un 1% de vehículos de mantenimiento ferroviario. El tramo seleccionado está situado junto a un paso a nivel con una limitación de velocidad de 120 km/h.

2.1.3.2 – Estrategia de monitorización

Para analizar el rendimiento de Neoballast, se instalaron varios sensores que, conectados a una estación de monitorización, leen el ruido, la velocidad y las vibraciones generadas por los trenes de mercancías o de pasajeros. Se han analizado los resultados obtenidos desde junio de 2019 hasta ahora y se presentan a continuación.

Para este proyecto contamos con dos tramos. El primero está compuesto por balasto convencional y el segundo por Neoballast. Ambos están colocados en la misma vía para que los diferentes materiales sean estudiados en las mismas condiciones.

Teniendo en cuenta que distintos tipos de trenes, incluidos los de mercancías, utilizan esta línea periódicamente, es obligatorio determinar en todos los casos qué tren se aproxima. Por ello se requiere de una estación de monitorización no tripulada, que esté conectada a todos los sensores, para que sea capaz de detectar todos los pasos durante un largo periodo de tiempo.

Se realizan las siguientes mediciones, con los sensores ubicados tal y como se muestra en la Figura 3:

 Medición de ruido: Disposición de dos micrófonos exteriores a los lados de la línea, cada uno de los cuales mide el ruido emitido por sus respectivos materiales. Los dispositivos sólo registran el ruido generado a una frecuencia de muestreo alta (40 kHz), lo que facilita



Fig. 3 - Prueba de campo en línea de ADIF. Disposición de sensores.

un análisis detallado del postproceso. A partir de esta señal acústica, se pueden calcular los parámetros relevantes para la comparación (espectro de ruido, nivel global equivalente durante un paso de convoy, nivel global máximo, entre otros). Los resultados de las emisiones de ruido se han estudiado para un periodo más corto.

- Medición de vibraciones: Disposición de seis acelerómetros sísmicos situados en el terreno, tres en cada sección, que miden las emisiones de vibraciones y la deflexión de la vía. Uno de ellos está cerca de la vía, el segundo está unos metros más alejado y el tercero está justo debajo de la vía. Al igual que en el rendimiento del ruido, estos sensores sólo leen a una frecuencia de muestreo (4 kHz para las señales de vibración).
- Degradación de la vía: Disposición de dos celdas de presión situadas bajo las capas de balasto y Neoballast, para controlar la tensión de la vía como indicador indirecto de su degradación.
- Asiento de la vía: mediante levantamientos topográficos periódicos.

Para determinar el paso de los trenes, se registran las señales de vibración y de presión total para cada paso y, por lo tanto, en función de los datos obtenidos es posible determinar qué tipo de tren se aproxima cada vez calculando el número de bogies. Además, una videocámara que genera un pequeño vídeo es instalada en el sistema de monitorización para poder corroborar la identificación del tipo de tren realizada por los sensores.

Los sensores exclusivamente miden y envían datos pertinentes al sistema de monitorización, que los reenvía inmediatamente a una plataforma en línea donde se puede hacer un seguimiento del estado.

El análisis se hizo siguiendo un procedimiento de dos pasos. El primer paso, denominado "análisis de datos" consiste en preprocesar los datos clasificándolos en diferentes tipos de trenes y rangos de velocidad. En el segundo paso, denominado "análisis de mediciones", se hace una media de todos los pasos individuales de los trenes.

2.1.4 – Prueba de campo en el metro de Barcelona

2.1.4.1 – Descripción de la prueba

Se realizó una segunda prueba a escala real de Neoballast, después del test a escala real realizado en Caldes de Malavella, durante la primera mitad del 2020 en el Metro de Barcelona,



Fig. 4 - Localización de la prueba a escala real en la red del metro de Barcelona.

España. Una sección de 40 m de largo fue instalada en la vía 2 de la línea 5 entre las estaciones de Diagonal y Hospital Clínic, tal y como se aprecia en la Figura 4.

Al igual que se hizo en la prueba a escala real en la línea de ADIF, se dispusieron distintos acelerómetros en el área y alrededores para poder obtener datos numéricos.

El objetivo de estas mediciones es el de determinar el comportamiento vibratorio a largo plazo del segmento de Neoballast dispuesto en la sección PK 109+320 de la vía 2, tal y como se puede observar en la Figura 5, de la línea 5 del metro, en condiciones de explotación comercial de la infraestructura ferroviaria.



* Este tramo del túnel sólo tiene 20 cm de balasto bajo traviesa en ambas vías.

Fig. 5 - Localización de la prueba a escala real en la red del metro de Barcelona.

Se registran los niveles de vibración en las traviesas, vías y del hastial del túnel de ambas vías. Mediciones de las vibraciones de las traviesas y vías se hicieron con un acelerómetro dispuesto verticalmente, debido a la dirección de los mayores valores producidos por las vibraciones; mientras que en el hastial del túnel se usaron tres acelerómetros, posicionados longitudinalmente, transversalmente y verticalmente; definidos por el sistema de coordenadas (x,y,z) respectivamente.

Todas las mediciones se realizaron con la velocidad nominal de la explotación comercial de cada vía, correspondiente a los 40 km/h por la vía 1, con balasto convencional de origen natural; y 45 Km/h para la vía 2, con Neoballast.

Para poder obtener resultados representativos, se analizaron más de cincuenta circulaciones dentro del túnel, mientras que en la calle se analizaron más de veinticinco en cada punto de medida. De esa manera se determina tanto el nivel de paso de cada convoy, así como el global de todos los datos.

2.1.4.2 – Estrategia de monitorización

En el interior del túnel, el anterior balasto tradicional se sustituyó en ambas vías, siendo reemplazado por balasto tradicional en la vía uno, mientras que en la vía dos se sustituye por Neoballast. Además, en ambas vías se instalan nuevas traviesas de madera con fijaciones M3H. Los parámetros que caracterizan el comportamiento dinámico del sistema de vías son:

- Cómputo temporal de las vibraciones durante el paso de cada convoy.
- Cómputo del tiempo que cada convoy necesita para pasar por el tramo
- Valor efectivo del cómputo de aceleración en un rango de frecuencias comprendido entre 1 Hz y 5000 Hz.
- Valor global de los niveles medios de vibración, L_{aw}.
- Espectro, en bandas de tercios de octava de cada paso de tren, para determinar la media, máximo y mínimo del espectro.

La Figura 6 muestra la posición relativa de los sensores usados en el interior del túnel.



Fig. 6 - Disposición de los acelerómetros y piezómetros en el túnel de la L5, PK 109+320.

Para la caracterización los niveles de vibraciones en la calle, se determinaron los siguientes parámetros.

- Cómputo temporal de las vibraciones durante el paso de cada convoy.
- Cómputo del tiempo necesario en segundos que cada convoy necesita para pasar por el tramo
- Valor efectivo del registro de aceleración examinado en frecuencia, entre las frecuencias de 1 Hz y 80 Hz.
- Máximo nivel de aceleración efectiva, L'aw.
- Nivel residual de los niveles medios de vibración, L_{aw}.
- Nivel de evaluación de los niveles medios de vibración, L_{aw}.

2.2 – Árido siderúrgico en capas de asiento ferroviarias: GAIN

2.2.1 – Contexto

Las capas de asiento, nombre con el que nos referimos a la capa de subbalasto y capa de forma -ésta última siendo la que proporciona las características necesarias a la plataforma-, tienen un papel clave en el comportamiento de la vía en lo que se refiere a la rigidez vertical, el mantenimiento de la geometría y el drenaje, entre otros aspectos. Es una realidad que muchos de los problemas relacionados con la geometría de la vía derivan de un estado deficiente de las capas de asiento. Por lo tanto, si se quiere conseguir una buena resiliencia y estabilidad de la infraestructura ferroviaria, resulta crucial el uso de áridos de alta calidad en estas capas.

Tradicionalmente, los materiales que se utilizan en las capas de asiento y de forma de la vía son áridos naturales extraídos de las canteras. En este sentido, han surgido nuevos desafíos a la hora de obtener áridos de alta calidad como recursos naturales, ya que la disponibilidad de éstos es cada vez menor. Todo ello ocurre en un contexto en el que la Comisión Europea ha aumentado su rigor en los aspectos medioambientales, potenciando las soluciones sostenibles, duraderas y económicas. Por esta razón, la aparición de un nuevo material reciclado con mejores propiedades

mecánicas parece estar totalmente en consonancia con el desarrollo futuro de las infraestructuras ferroviarias, ya que las soluciones con un menor coste de ciclo de vida y menor impacto ambiental prevalecerán sobre el resto.

Dentro del marco del proyecto GAIN (financiado por el programa LIFE+ de la Comisión Europea), y en colaboración con ADEC GLOBAL, se desarrolló un nuevo tipo de árido reciclado, no solo para cumplir con las características técnicas establecidas por la normativa nacional y europea que regula su uso en las capas de asiento, sino también para ir más allá y ofrecer unas excelentes propiedades mecánicas. El árido en cuestión es obtenido por la revalorización de las escorias negras procedentes de los hornos de arco eléctrico, que son un subtipo de escorias de los hornos de acero, como se puede observar en la Figura 7.



Fig. 7 - Proceso de obtención del árido siderúrgico.

Así, se consigue una reducción del uso de áridos naturales en la construcción ferroviaria, que se traduce en la reducción del impacto medioambiental de las canteras; al igual que se reducen las necesidades de transporte asociadas a los agregados ferroviarios, lo que se traduce en ahorro de combustible y reducción de las emisiones de CO₂. Se espera que el árido siderúrgico sea más accesible a los emplazamientos de las obras que los agregados naturales, ya que pocas canteras cumplen con los requisitos técnicos exigidos por la normativa ferroviaria.

La viabilidad técnica del árido siderúrgico queda demostrada por su buen rendimiento en los emplazamientos donde se ha testado. Los procedimientos aplicados para producir árido siderúrgico son fácilmente transferibles a otros países europeos, mientras que la solución de valorización propuesta es replicable en toda Europa.

2.2.2 – Estado del arte

La principal aplicación de las escorias de hornos de acería en Europa es la construcción de carreteras (48%) y solo un 13% son enviadas a vertederos. El uso de escoria en el ámbito ferroviario no es tan común como en la construcción de carreteras y solo Estados Unidos, Brasil, Canadá e India tienen experiencia. De esta manera, el proyecto LIFE GAIN pretende desarrollar un nuevo tipo de árido procedente de las escorias de hornos de arco eléctrico que cumpla con la normativa europea para que pueda ser implementado de manera similar en otros países industrializados.

El árido siderúrgico tiene que cumplir con la normativa existente que regula su uso en las capas de subbalasto y de forma. Actualmente, solo encontramos una normativa ferroviaria, a nivel europeo, referente a los aditivos para balasto (EN13450:2013), pero no hay ninguna para subbalasto y capas de forma. Existe una normativa más general que regula la aplicación de áridos en la ingeniería civil (EN13242:2013), que incluye algunas especificaciones en lo que refiere al uso de escorias de acero como árido para capas de base. La normativa establece que éstos se pueden considerar estables si la expansión (de acuerdo con la E 1744-1) no excede un cierto valor máximo, dependiendo de su aplicación final.

Asimismo, el árido siderúrgico debe cumplir con normativas adicionales en comparación con los obtenidos en la cantera. Dado que en muchos países las escorias aún son tratadas como residuos, se deben llevar a cabo pruebas específicas con tal de permitir su reciclado y uso como producto final. La clasificación del árido siderúrgico según la normativa UE (deshecho, producto o subproducto) tiene un efecto directo en el rigor de los requerimientos que éstos tienen que cumplir. Afortunadamente, la clasificación de las escorias en la normativa comunitaria ha evolucionado como resultado de 25 años de debate sobre este tema. Así, de acuerdo con la Directiva Marco de Residuos 2008/98/CE, las escorias pueden ser consideradas como subproducto o incluso como producto.

A nivel nacional, existen varios países en Europa, como por ejemplo Alemania, que han desarrollado normativas específicas para la regulación del uso de escorias de acero como subbalasto y otras aplicaciones en la ingeniería civil. Aun así, no encontramos una normativa como ésta en otros países europeos como España o Portugal.

2.2.3 – Desarrollo del árido siderúrgico para subbalasto y capa de forma

El árido siderúrgico es una nueva solución de árido constituido por escorias de horno de arco eléctrico que serán usadas en aplicaciones ferroviarias, principalmente para las capas de subbalasto y de forma.

Una de las principales ventajas que presenta es su alta resistencia a la abrasión, a la vez que ofrece un precio competitivo en comparación con los áridos convencionales. Además, el uso de árido siderúrgico provoca un incremento en la estabilidad lateral de la vía debido principalmente a una óptima trabazón de las partículas como consecuencia de su angulosidad y rugosidad, así como a un mayor peso de los áridos. Como resultado, la vía que utiliza árido siderúrgico es más resistente a movimientos laterales en curvas pronunciadas.

El árido siderúrgico permite un mejor drenaje a causa de su alto porcentaje de huecos, su bajo contenido de finos y su resistencia a la degradación. No contienen materia orgánica y, dado su composición química, se evita la aparición y crecimiento de vegetación no deseada. Finalmente, es altamente resistente a la degradación provocada por los cambios en la climatología, como por ejemplo los ciclos de secado-humedecido, los ciclos de congelación-descongelación, los cambios de temperatura y los ataques químicos.

Todos estos beneficios están respaldados por la extensa campaña de ensayos de laboratorio que se ha llevado a cabo por el Laboratorio de Materiales de Construcción de la UPC, con materiales proporcionados por la empresa Adec Global enmarcado dentro del proyecto ASICAP. En este ámbito, el ensayo de Los Ángeles, que mide la resistencia a la abrasión de los áridos, muestra un valor entre 15-20 para el árido siderúrgico, el cual es comparable al de las rocas duras, cumpliendo por tanto la mayoría de las normativas. Esta conclusión se ha confirmado por el ensayo Micro-Deval, que ha resultado ser inferior a 20, el cual está en consonancia con la normativa española, y por el Coeficiente de Pulimiento Acelerado, en el que se ha obtenido un valor entre 57 y 60, dentro de la categoría de "alto rendimiento". Por último, se ha alcanzado un índice de caras de fractura superior al 100%, el cual garantiza una buena trabazón entre partículas, una expansividad acelerada del 0,3% tras 168h, de acuerdo con la UNE-EN 1744-1, y un CBR por encima de 100, el cual es considerablemente mayor al obtenido usando áridos convencionales.

La composición química de los áridos de escoria de horno de arco eléctrico también ha sido sometida a ensayos, subrayando el test de lixiviación llevado a cabo para cuantificar la movilidad de las especies químicas (contaminantes o no) contenidas en los áridos de árido siderúrgico.

Se ha evaluado el impacto ambiental del árido siderúrgico mediante un análisis del ciclo de vida. Las categorías consideradas más relevantes han sido el Potencial de Calentamiento Global, el Potencial de Acidificación, el Potencial de Eutrofización y el Potencial de Toxicidad Humana. Los resultados obtenidos muestran que el árido siderúrgico reduce, de media, un 35% el impacto medioambiental respecto el árido convencional.

2.2.4 – Prueba de campo en línea de ADIF

2.2.4.1 – Descripción de la prueba

Se ha llevado a cabo una prueba de campo en una línea de ADIF con tráfico mixto (pasajeros y mercancías) en Castellbisbal (Barcelona), emplazamiento mostrado en las Figuras 8 y 9, con el objetivo de demostrar la viabilidad del árido siderúrgico empleado como subbalasto y capa de forma ferroviaria a escala real.



Fig. 8 - Emplazamiento del tramo de pruebas en Castellbisbal.



Fig. 9 - Características geométricas del emplazamiento en Castellbisbal.

Se consideraron tres tramos de 50 m cada uno:

- Un tramo de 50 m de longitud con los áridos convencionales existentes (tramo de control), con dos subtramos de 25 m cada uno.
- Un tramo de 50 m de longitud con la capa de subbalasto de árido siderúrgico y la capa de subrasante con los áridos convencionales existentes.
- Un tramo de 50 m de longitud con las capas de subbalasto y de subrasante de árido siderúrgico.

El suelo existente en la zona de Castellbisbal ha sido previamente caracterizado en el proyecto de construcción de la línea Castellbisbal / El Papiol – Mollet / Sant Fost, también ejecutado por COMSA. El proyecto, fechado en octubre de 2006, preveía la ejecución de un tercer carril para la adecuación del tráfico de ancho internacional o ibérico.

2.2.4.2 – Monitorización del tramo de pruebas

Se llevó a cabo una monitorización en cada uno de los tramos con el objetivo de evaluar los beneficios reales de la implementación del árido siderúrgico en las capas de subbalasto y forma. Entre los parámetros monitorizados se incluyen la geometría y el asiento global de la vía, el asiento de las capas de subbalasto y de forma, la tensión en las capas de subbalasto y de forma con y sin paso de trenes, así como la deflexión del carril bajo la circulación de trenes (ver Figura 10).



Fig. 10 - Monitorización del tramo de pruebas.

Los resultados del asiento de vía en cada tramo se muestran en la Figura 19.

2.3 – Árido siderúrgico para balasto y subbalasto ferroviario: BIRBALAS

2.3.1 - Contexto

El proyecto BIRBALAS, financiado por el gobierno vasco en el marco de los proyectos de I+D+i HAZITEK 2019, y desarrollado por SIDENOR, ELINFE, SAITEC y COMSA en colaboración con TECNALIA y con el apoyo de ETS (Administrador Ferroviario del País Vasco), nace con el objetivo de desarrollar nuevos productos de balasto y subbalasto ferroviarios a partir de escorias procedentes de las principales acerías de horno de arco eléctrico en la Comunidad Autónoma del País Vasco, abriendo una nueva vía para la gestión del excedente de estos residuos y garantizado, a su vez, la conformidad con especificaciones que garanticen su funcionalidad, seguridad e inocuidad medioambiental.

Los principales objetivos son los siguientes:

- Comprobación, a partir del material y los prototipos de producto, la adecuación de la escoria negra de diferentes acerías del País Vasco para la fabricación de balasto y subbalasto ferroviarios en base a los requerimientos genéricos que les son exigibles.
- Definición, considerando el uso previsto y las propiedades del nuevo material, de métodos de ensayo y especificaciones particulares para la caracterización físico-química de las escorias en cuanto a su funcionalidad e inocuidad ambiental, teniendo en cuenta la expansividad, cal libre, lixiviación y contaminación del suelo, entre otros.
- Estudio de la necesidad de otras comprobaciones no inicialmente contempladas para garantizar las condiciones de durabilidad del proyecto y otros aspectos funcionales, empleando para ello métodos deductivos y ensayos de laboratorio.
- Una vez superada satisfactoriamente la evaluación previa a nivel de laboratorio, realización de una prueba piloto en un tramo de vía real, utilizando diferentes proporciones de mezcla del material con árido tradicional, e incorporación de un sistema

sensorizado de recogida y análisis de datos que permita monitorizar parámetros críticos de la sección transversal de la vía.

- Identificación de las carencias del material y posibles soluciones tanto en los procesos de valorización, triturado y clasificación, como en los procesos siderúrgicos.
- Reducción sustancial de las más de 150.000 t de escorias que no son capaces de gestionarse en el País Vasco cada año, en línea con las directrices estratégicas para la economía circular recogidas en el nuevo Plan de Prevención y Gestión de residuos del Departamento de Medio Ambiente y Política Territorial del Gobierno Vasco.
- Proporción al mercado de una solución más sostenible que la actual para las infraestructuras ferroviarias, reduciendo el consumo de recursos naturales no renovables.

2.3.2 – Análisis del estado del arte

En 2017 la producción total de acero en España se situó en 14,5 millones de toneladas, de las cuales algo más del 20% provino de 11 acerías de horno de acto eléctrico situadas en el País Vasco. Considerando que la generación de escorias negras en las acerías de horno eléctrico supone un 14,5% de la producción de acero, la cantidad total que se genera anualmente en Euskadi es de unas 440.000 t. De éstas, más de 150.000 t no son gestionadas y se depositan en vertedero.

- Actualmente, las principales aplicaciones de la escoria negra ya valorizada son las siguientes:
 - Como material para bases y subbases de carreteras.
 - Utilización en la capa de rodadura de carretera en mezclas bituminosas.
 - Empleo en cemento.
 - En morteros.
 - Como árido para hormigón.

Como se expone más adelante, será la aplicación final del material la que condicione, en gran medida, el procesamiento y valorización al que será sometido.

2.3.3 – Tramo de pruebas en Derio (Vizcaya)

2.3.3.1 – Descripción de la prueba

El tramo de prueba es un tramo recto entre Derio-Zamudio (vía estrecha del administrador ferroviario ETS, como se puede apreciar en la Figura 11). La prueba se realiza sobre vía única electrificada con ligera pendiente longitudinal.

El tramo tiene una longitud total de 108 metros, dividido en 4 subtramos, teniendo cada uno una dosificación distinta de árido siderúrgico:

- Subtramo 0. Control. Compuesto exclusivamente de árido natural. Tramo de 18m lineales.
- Subtramo 1. Máximo siderúrgico. Tramo de 36m lineales compuesto por 70% de balasto de árido siderúrgico y 30% de balasto de árido natural y subbalasto compuesto por 70% de balasto de árido siderúrgico y 30% de balasto de árido natural.
- Subtramo 2. Siderúrgico medio. Tramo de 36m lineales compuesto por 50% de balasto de árido siderúrgico y 50% de balasto de árido natural, mientras que la capa de subbalasto está compuesta por 45% de balasto de árido siderúrgico y 55% de balasto de árido natural.
- Subtramo 3. Mínimo siderúrgico. Tramo de 18m lineales compuesto por 30% de balasto de árido siderúrgico y 70% de balasto de árido natural, mientras que la capa de subbalasto está compuesto por 15% de balasto de árido siderúrgico y 85% de balasto de árido natural.



Fig. 11 - Vista general del tramo de pruebas en Derio (Vizcaya)

Previo a la ejecución del tramo se han llevado a cabo las mezclas con las distintas dosificaciones de árido siderúrgico para cada subtramo en un acopio intermedio a pocos kilómetros de Derio, tal como se puede ver en la Figura 12.



Fig. 12 - Acopio para las mezclas de las distintas dosificaciones

2.3.3.2 – Monitorización del tramo de pruebas

Una vez construido el tramo de pruebas, se procede a su monitorización, que consiste en:

- Levantamientos topográficos periódicos para medir el asiento de vía en cada subtramo
- Instalación de acelerómetros para medir el comportamiento dinámico de la vía (ver Figura 13).
- Control de lixiviados mediante la recogida del agua de lluvia bajo la capa de balasto y subbalasto de forma periódica.


Fig. 13 - Acelerómetros instalados en el tramo de pruebas en Derio (Vizcaya)

3 – RESULTADOS

3.1 - Neoballast

3.1.1 – Análisis de datos prueba de campo línea ADIF

Una vez afinados y ajustados los datos obtenidos, eliminando posibles valores atípicos provocados por los vehículos encargados del mantenimiento de la vía, por ejemplo, e identificando velocidades de los vehículos y los bogies individuales; se puede obtener información referente a los pasajes y su clasificación, análisis de la presión total de cada bogie individual, análisis de ruido y vibración.

La clasificación del tipo de vehículo y de su velocidad se deduce gracias al número de bogies. Mientras los trenes de mercancías tienen un gran número de bogies, la mayoría de trenes de pasajeros son trenes Renfe 449 acoplados y Renfe 447 acoplados, ambos con doce bogies (6+6). Alrededor de 6000 eventos se clasificaron como trenes de pasajeros, siendo divididos por rangos de velocidad de 10Km/h entre 80 Km/h y 120 Km/h, siendo los convoyes con velocidades superiores clasificados en un solo grupo, o con velocidades inferiores clasificados en otro grupo.

3.1.1.1 – Análisis de mediciones

El número de bogies se calcula a partir del número de picos en el gráfico, donde cada pico representa un bogie. Se observa cómo cada bogie tiene una rueda que alcanza una presión máxima. Este valor máximo será el que se tenga en cuenta al analizar las presiones de los bogies.

3.1.1.2 – Resultados

3.1.1.2.1 – Ruido

La contribución del Neoballast en la reducción de ruido fue de 0.6 dB en promedio en el rango de frecuencias analizado, lo cual se concluyó como una contribución no relevante. Cabía esperar este resultado, ya que los efectos de Neoballast se esperan en la trasmisión de vibraciones a través de la infraestructura.

3.1.1.2.2 – Vibraciones

El principal objetivo de este ensayo es calcular la reducción total de vibraciones causada por el Neoballast. La Figura 14 muestra la evolución global de la reducción del nivel de decibelios en función del tiempo. Nótese que entre noviembre y diciembre del 2019, el rango de velocidades

entre 80-90 Km/h fueron desestimadas debido a los datos insuficientes. Los valores negativos muestran la diferencia de vibraciones entre el balasto de origen natural y Neoballast.

En la Figura 15 se muestra la comparación de vibraciones entre Neoballast y el balasto de origen natural.



Fig. 14 - Evolución de la reducción global de vibraciones.



Fig. 15 - Comparación de vibraciones entre Neoballast y balasto convencional.

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 155 – julho/julio/july 2022 – pp. 55-75 https://doi.org/10.14195/2184-8394_155_3 – © 2022 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

3.1.1.2.3 – Tensión bajo balasto (degradación)

La Figura 16 muestra la evolución de las mediciones de vibraciones medidas como valor global en el rango de frecuencias de interés en función del tiempo. Nótese que se hicieron trabajos de bateo en la vía que acabaron afectando las mediciones. Los trabajos de mantenimiento correspondientes al bateo en el tramo con Neoballast se realizaron en agosto del 2019, mientras que en el tramo de balasto de origen natural se hicieron en enero del 2020. Los últimos trabajos de bateo se realizaron en mayo de 2020 para ambas secciones.



Fig. 16 - Comparación de las tensiones medidas bajo balasto.

3.1.1.2.4 – Asiento de la vía

El asiento de la vía es periódicamente monitorizado por un equipo de supervisión. En la Figura 17 se muestran las mediciones de los asientos, donde se aprecian los trabajos de bateo



Fig. 17 - Asiento de la vía.

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 155 – julho/julio/july 2022 – pp. 55-75 https://doi.org/10.14195/2184-8394 155 3 – © 2022 Sociedade Portuguesa de Geotecnia realizados en mayo del 2020 con una perturbación en las mismas. El gráfico muestra la tendencia del asiento a converger, especialmente en la sección ocupada por Neoballast.

3.1.2 - Resultados de la prueba de campo en el metro de Barcelona

Los aspectos más relevantes de los muestreos realizados para evaluar el comportamiento de los impactos del balasto tradicional y el Neoballast son mostrados en la Tabla 1.

	Nivel de vibración en el hastial, Lv (dB)						
	Antes de la Después de la renovación						
	renovacion	Inicial	M1-Ago20	M3_Oct20	M5_Nov20	M11_Jun21	
Via 1 - Balasto	98.3	85.5	87.4	83.9	85.0	84.5	
ΔdB		-12.9	-10.9	-14.4	-13.3	-13.8	
Via 2 - Neoballast	105.1	87.3	89.7	87.3	88.4	86.2	
ΔdB		-17.8	-15.4	-17.8	-16.7	-18.9	
Neoballast vs ballast		-4.9	-4.5	-3.4	-3.4	-5.1	

Tabla 1 – Evolución de los niveles de vibraciones y eficacia del Neoballast.

En la Figura 18 se puede observar el nivel de vibración evaluado, L_{aw} , y la media, $L_{aw,mig}$, registrados en los puntos de medición situados en la calle, en la vía 2 con Neoballast y en la vía 1 con balasto tradicional.



Fig. 18 - Evolución del nivel de vibraciones en la calle.

Las conclusiones que se pueden extraer de los niveles de vibración, tanto en el interior del túnel como en la calle son las siguientes:

- Neoballast reduce vibraciones en el hastial del túnel en 5 dB.
- Niveles de vibración constantes en la calle, encima del tramo de Neoballast, mientras que han aumentado 6 dB sobre el tramo de balasto convencional.
- Asiento muy limitado en ambas secciones.
- Aunque en la vía con Neoballast la velocidad de los trenes es ligeramente superior a la de la vía con balasto de origen natural, los niveles vibratorios medios computados son menores en la vía con Neoballast.

En concusión, basándonos en los resultados anteriormente mostrados, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- La atenuación global de las vibraciones que Neoballast ofrece es de alrededor 6,2 dB, siendo puntualmente superior en rangos de frecuencia específicos.
- La mayor reducción es más pronunciada en los rangos de velocidad más elevados, donde más mediciones se han realizado debido al número de operaciones en ese tramo.
- La mayor reducción es principalmente causada por el incremento de los niveles de vibraciones en el tramo analizado, mientras que los niveles de vibración en el Neoballast permanecen estables. Este hecho es confirmado con la evaluación de los valores globales en función del tiempo que acaban coincidiendo con la hipótesis de que Neoballast permanece más estable con el paso del tiempo.
- Las curvas de pérdida de inserción muestran la mayor atenuación en las frecuencias más altas, especialmente por encima de los 40 Hz. En este rango de frecuencias, la evolución del efecto positivo (aumento de la pérdida de inserción) es más evidente.
- Respecto al nivel de tensiones medido bajo la capa de balasto / Neoballast, durante los primeros meses de monitorización no había una tendencia clara en la evolución de los valores medidos, ni en la sección de referencia, ni en la sección con Neoballast. Después del último bateo se observa una tendencia más estable, con las tensiones bajo la capa de Neoballast evolucionando más lentamente y de manera más monótona que bajo el balasto convencional.
- Neoballast tiene un asiento más pronunciado al principio, aunque acaba convergiendo antes que el balasto de origen natural.

3.2 – Árido siderúrgico en capas de asiento ferroviarias: GAIN

Tras el periodo de monitorización, se ha comprobado que el árido siderúrgico se comporta satisfactoriamente, manteniéndose estable la geometría de vía y teniendo asientos globales y parciales entre capas dentro de la normalidad, así como tensiones admisibles en las capas de subbalasto y de forma bajo el paso de unidades de cercanías y trenes de mercancías. Por último, la deflexión del carril bajo circulación de trenes también ha resultado satisfactoria, con valores inferiores a los 2 mm, como muestra la Figura 19.

3.3 – Árido siderúrgico para balasto y subbalasto ferroviario: BIRBALAS

Lamentablemente, actualmente COMSA no dispone de más resultados referentes al proyecto BIRBALAS para poder incluir en el artículo.



Fig. 19 - Asiento global de la vía.

4 - CONCLUSIONES

Las soluciones mostradas en el presente artículo buscan mejorar las infraestructuras ferroviarias europeas apostando por la sostenibilidad e innovación, alargando la vida útil de la infraestructura a la vez que reduciendo los costes de mantenimiento de la misma.

4.1 - Neoballast

Neoballast es una nueva solución sostenible para el balasto consistente en áridos de balasto convencional recubiertos con un ligante avanzado y polvo de caucho procedente de neumáticos de vehículos al final de su vida útil. Este nuevo material presenta diversos beneficios técnicos, medioambientales y económicos, como una menor degradación, una mejor disipación de la energía y distribución de la carga, un mejor rendimiento en términos acústicos y de vibraciones, la reducción de la extracción de áridos de las canteras, el reciclaje de los neumáticos de vehículos fuera de uso, una menor necesidad de mantenimiento y una reducción global de los costes del ciclo de vida. Además, permite la posibilidad de utilizar áridos reciclados y de baja calidad y es una solución ideal para túneles ferroviarios con gálibo limitado, aparatos de vía, zonas con falta de balasto de alta calidad, entre otras aplicaciones. Se resumen de manera gráfica los beneficios anteriormente mencionados que ofrece Neoballast en la Figura 20.

4.2 – Árido siderúrgico en capas de asiento ferroviarias: GAIN

El árido siderúrgico, además de dar salida a un residuo de la producción de acero, ofrece prestaciones mecánicas compatibles con los requisitos para su uso como balasto, subbalasto y capa de forma ferroviaria. En concreto, el árido siderúrgico emerge como un árido de alta calidad que ofrece una resistencia a la abrasión y una dureza considerablemente mayor a la de la mayoría de áridos naturales comúnmente empleados en las capas de asiento ferroviarias. La idoneidad de su aplicación en capas de asiento ferroviarias ha sido demostrada por las pruebas de campo, poniendo de manifiesto su contribución hacia vías ferroviarias de mejores prestaciones, tales como vías más rígidas, estables y duraderas.

Las mejores prestaciones técnicas anteriormente mencionadas, junto a su coste competitivo, la reducción de las necesidades de mantenimiento y un impacto ambiental mucho menor (reducción



Fig. 20 - Beneficios Neoballast.

del impacto ambiental en las canteras de árido natural y reciclaje de un residuo industrial abundante), hacen del árido siderúrgico una alternativa rentable y muy atractiva, con un coste de ciclo de vida inferior al árido natural.

4.3 - Árido siderúrgico para balasto y subbalasto ferroviario: BIRBALAS

En este momento se están recabando datos del tramo de pruebas y del comportamiento del árido siderúrgico usado como balasto y subbalasto ferroviario. Aunque no se dispone de resultados definitivos, los resultados preliminares están siendo muy positivos. Por otro lado, se demuestra la no interferencia del árido siderúrgico usado como balasto con los dispositivos de señalización y seguridad, ni con el material móvil, ni con ningún otro elemento de la infraestructura o superestructura que pudiera afectar la explotación ferroviaria.

5 – REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Pujol, V.M. (2021). 16. Construction: acoustic insulation in buildings and railway applications. Tire waste and recycling. Academic Press, Elsevier Inc.
- Proyecto Neoballast (2021): Balasto de alto rendimiento y larga duración para infraestructuras ferroviarias sostenibles. Technical report.
- Proyecto Gain (2016): Árido siderúrgico en capas de asiento ferroviarias. Technical report.
- Proyecto Birbalas (2021): Desarrollo de productos de balasto y subbalasto ferroviario a partir de escoria negra de acería de horno de arco eléctrico. Technical report.

Proyecto ASICAP (2013): Proyecto ASICAP caracterización de áridos siderúrgicos para uso en capa de base y subbalasto en plataformas ferroviarias. Technical report.

EL PROBLEMA DE LA CARACTERIZACIÓN AMBIENTAL DE LOS RCD PARA SU USO EN LA CONSTRUCCIÓN DE TERRAPLENES EN ESPAÑA

The problem of the CDW environmental characterization for their use in earthworks in Spain

María Santana^a, José Estaire^a

^a Laboratorio de Geotecnia, CEDEX, Madrid, España

RESUMEN – El uso de residuos para la construcción de terraplenes es una medida que aumenta la sostenibilidad de estas obras de tierra y que está relacionada con las políticas de economía circular impulsadas por la Unión Europea (UE). Los residuos de construcción y demolición (RCD) representan un importante volumen dentro de los residuos generados. Su utilización para la construcción de terraplenes debe estar precedida por la verificación de que dichos materiales cumplan los requisitos técnicos y medioambientales de las normas correspondientes. Los requisitos medioambientales no están claramente definidos en la normativa española. La forma habitual de comprobar que los residuos no suponen un peligro para el medio ambiente es mediante la realización de ensayos de lixiviación. El problema surge en la elección del tipo de ensayo de lixiviación a emplear y la interpretación de los resultados obtenidos. En este trabajo se recoge la clasificación y usos de los RCD, los ensayos de lixiviación más habituales para su caracterización ambiental y los criterios con los que os resultados de dichos ensayos pudieran ser comparados para su correcta interpretación. Por último, se hace una reflexión sobre posibles escenarios en los que se utilicen RCD dentro de los terraplenes para evitar su afección al medio ambiente.

SYNOPSIS – The use of waste for the construction of embankments is a measure that increases the sustainability of these earthworks and links with the circular economy policies promoted by the European Union (EU). Construction and demolition waste (CDW) represent a significant volume of waste generated. Its use for the construction of embankments must be preceded by verification of technical and environmental requirements. The latter is not clearly defined in Spanish legislation. The usual way of verifying that the waste does not pose a danger to the environment is to carry out leaching tests. The problem arises when it comes to deciding what type of leaching test to use and what to compare the results with. This paper presents the classification and uses of CDW, the most common leaching tests for its environmental characterization and the criteria with which these values can be compared. Finally, a reflection is made on the possible scenario where waste can be used in embankments to avoid affecting the environment.

Palabras Clave - Áridos reciclados, ensayos de lixiviación, valores límite.

Keywords - Recycled aggregates, leaching tests, limit values.

E-mails: msruiz@cedex.es (M. Santana), jestaire@cedex.es (J. Estaire)

1 – INTRODUCCIÓN

En el año 2018 la Unión Europea (UE) generó un total de 5,2 toneladas de residuos por habitante, de los cuales, un 38,5% fue depositado en vertederos (Eurostat, 2021). En ese mismo año, los residuos de construcción y demolición (RCD) representaban el 36% del total de los residuos generados en la UE y, para el caso concreto de España suponían casi el 28%. Las políticas de economía circular, tanto las que proceden de la UE como las estatales y las autonómicas, están enfocadas a una economía en la que se reduzca la presión sobre los recursos naturales mediante la reutilización y valorización de residuos.

En España los RCD se definen, según el Real Decreto 105/2008 de 1 de febrero, por el que se regula la producción y gestión de los residuos de construcción y demolición, como cualquier sustancia u objeto que, cumpliendo la definición de «Residuo» incluida en el artículo 3.a) de la Ley 22/2011, de 28 de julio, se genere en una obra de construcción o demolición. Esta definición se mantiene vigente en la Ley de Residuos y Suelos Contaminados para una Economía Circular (BOE nº 85), denominada Ley de Residuos de aquí en adelante. Por otro lado, el Plan Estatal Marco de Gestión de Residuos (PEMAR) 2016-2022 pretende adaptar los procedimientos de reciclado de materiales a las directivas europeas, marcando para los RCD una serie de objetivos que básicamente consisten en el aumento de la valorización de estos residuos. El Plan incluye orientaciones para conseguir dichos objetivos entre los que se encuentra *"Promocionar la utilización de los materiales procedentes de los RCD valorizables en las obras de construcción, tales como obras de tierra, de capas estructurales (sub-bases de carretera, capa de forma y sub-balasto en obras de ferrocarril), así como la fabricación de hormigones, etc., siempre y cuando se garantice que los materiales reciclados cumplan los requisitos de calidad y prescripciones de la normativa vigente en cada caso".*

La utilización de los RCD como material para la construcción de terraplenes requiere la previa determinación de sus características geotécnicas que permitan establecer su comportamiento tenso-deformacional, además de garantizar que su utilización no es peligrosa para el medio ambiente.

Los requisitos técnicos de los materiales, ya sean naturales o reciclados, están claramente definidos en función del tipo de aplicación en las normativas correspondientes. Sin embargo, no se establece con claridad cómo garantizar que el empleo de dichos materiales no implica un problema sobre el medio ambiente.

En este trabajo se recopila parte de la normativa autonómica, española y de otros países europeos referente a los áridos reciclados y se centra en analizar cómo encaran y analizan la afección de los áridos reciclados sobre el medio ambiente para su uso como material en la construcción de terraplenes.

2 – LOS ÁRIDOS PROCEDENTES DE LOS RCD

2.1 - Clasificación de los áridos reciclados

Los RCD son residuos de naturaleza fundamentalmente inerte generados en obras de excavación, nueva construcción, reparación, remodelación, rehabilitación o demolición. El proceso de generación es, por tanto, muy heterogéneo y da lugar a materiales de composición muy variada, compuestos fundamentalmente por hormigón, cemento, piedra natural, material bituminoso, cerámicos, papel, plástico y yeso. Estos materiales quedan recogidos en el artículo 30 de la Ley de Residuos. El trabajo de Gálvez-Martos et al. (2018) recoge los rangos porcentuales mínimos y máximos de la composición de los RCD en Europa (mostrados en la Tabla 1).

Según la norma EN 12620, el árido reciclado (AR) es "*el árido resultante del tratamiento del material inorgánico previamente utilizado en la construcción*", siendo el principal producto que se obtiene de la valorización de los RCD.

Componente	Rango (%)
Hormigón y albañilería	40-84
Hormigón	12-40
Albañilería	8-54
Asfalto	4-26
Otros (origen mineral)	2-9
Madera	2-4
Metal	0,2-4
Yeso	0,2-0.4
Plástico	0,1-2
Varios	2-36

Tabla 1 – Porcentajes mínimos y máximos de los componentes en los RCD (tomado de Gálvez-
Martos et al. 2018).

El empleo de cualquier material pasa por la identificación del mismo con su correspondiente nomenclatura. En el caso de los áridos reciclados, la composición heterogénea, como queda

Componente	Descripción	Componente	Descripción
Re	Hormigón, productos de hormigón, mortero, unidades de albañilería de hormigón	Rb % Classifier (Construction) % ARE/Cast	Unidades de albañilería de arcilla (ladrillos, tejas), unidades de albañilería de silicato cálcico, hormigón aireado no flotante
Ru	Áridos no tratados, piedra natural, áridos tratados con conglomerantes hidráulicos	Ra	Materiales bituminosos
x	Otros: arena, arcilla, metales, madera no flotante, plástico, caucho, yeso	Rg	Vidrio
FL	Materiales flotantes		

Tabla 2 – Componentes de los áridos gruesos reciclados según la EN 933-11.

reflejado en la Tabla 1, es una característica intrínseca que obliga a una subdivisión o clasificación de los áridos que tenga como base este hecho. Tomando como referencia la norma europea EN 13242:2003+A1:2008, la composición de los áridos gruesos reciclados debe realizarse con la norma EN 933-11, cuyos componentes se muestran en la Tabla 2.

Estos componentes (o fracciones) coinciden además con lo recogido en la Ley de Residuos, donde se indica que "A partir del 1 de enero de 2022, los residuos de la construcción y demolición no peligrosos deberán ser clasificados en, al menos, las siguientes fracciones: madera, fracciones de minerales (hormigón, ladrillos, azulejos, cerámica y piedra), metales, vidrio, plástico y yeso. Esta clasificación se realizará de forma preferente en el lugar de generación de los residuos y sin perjuicio del resto de residuos que ya tienen establecida una recogida separada obligatoria. 3. La demolición se llevará a cabo preferiblemente de forma selectiva, y con carácter obligatorio a partir del 1 de enero de 2024, garantizando la retirada de, al menos, las fracciones de materiales indicadas en el apartado anterior, previo estudio que identifique las cantidades que se prevé generar de cada fracción, cuando no exista obligación de disponer de un estudio de gestión de residuos".

Una vez segregados los RCD por componentes, los áridos resultantes pueden ser clasificados. Si bien es cierto que no existe normativa específica para dicha clasificación, lo más habitual es subdividirlos en función del componente principal, distinguiéndose entre áridos reciclados de hormigón, áridos reciclados asfálticos, áridos reciclados cerámicos y áridos reciclados mixtos

Ref.	País/CCAA	Deno.	Rc (%)	Ru (%)	Rg (%)	Rb (%)	Ra (%)	X (%)	FL (cm ³ /kg)
¹ Norma firmes	España/Euskadi	AR-M	а	$\begin{array}{c} Rc{+}Ru{+}Rg\\ \geq 70^{b} \end{array}$	<2	≤30	≤10	≤1°	≤5
² Aprr.eus E	Ecnoño/Euckodi	ARMh		Rc+Ru+Rg	≥70	≤30	-	-	-
	Espana/Euskaui	ARMc		Rc+Ru+Rg	<70	>30	-	-	-
³ Borrador	España/Extrema	ARMh		≥70	-	≤30	<5	<1	-
PPT ^d	dura	ARMc		<70	-	>30	<5	<1	-
⁴ Guía Andalucía Central España/Anda ía	España/Andaluc	ARM I	≥55 y Rc+Ru+Ra≥70		-	-	≤15	<1	<1
	ía	ARM I	≥55 y Rc+Ru+Ra≥70		-	-	≤15	<2	<2
⁵ Redacción Pliegos ^e	España/Andaluc ía	ZR RCD	≥70	-	-	≤10	≤5	≤1	≤10
NF-P-18- 545	Francia	ARM	Rc+Ru+Rg≥70 y		y Rg<2	-	-	<1	<5
BRL-2506-	Daisas Daias	Tipo B		>70	<2	<30	<5	<2	<2
1 ^f	raises Bajos	Tipo C	-	-	<2	>85	<5	<2	<2
DIN 4226-	Alamania	Tipo 2		≥ 70	≤3	≤30	≤1	≤0,5	-
101 ^g	Alemania	Tipo 3		≤20	≤5	≥ 80	≤1	≤0,5	-
		ARM		>50	<2	<50	<5	<1	<5
PTV-406 ^g	Bélgica	ARM ^h		<40	<2	>60	<5	<1	<5
		ARM ⁱ		>70	<2	<30	<5	<1	<2

Tabla 3 – Clasificaciones existentes de los áridos reciclados mixtos según varios documentos.

¹Norma para el dimensionamiento de firmes de la Red de Carreteras del País Vasco. Gobierno Vasco. 2012

² Usos del Árido Reciclado de RCD Dossier Fichas Técnicas de unidades de obra donde se pueden utilizar Árido Reciclado de RCD y Ejemplos de obras donde se han utilizado Árido Reciclado de RCD en alguna de sus unidades de obra. 2019

³ Borrador de Decreto por el que se aprueba el Pliego de Prescripciones Técnicas para el uso de áridos reciclados procedentes de RCD en Extremadura. Junta Extremadura. 2019

⁴ Guía de áridos reciclados de residuos de construcción y demolición (RCD) de Andalucía Central. Junta de Andalucía. 2015

⁵ Recomendaciones para la redacción de: Pliegos de Especificaciones Técnicas para el uso de materiales reciclados de residuos de construcción y demolición (RCD). Junta de Andalucía. 2010

^aSin requisito; ^bRg<2%; ^cyeso inferior a 0,8% y otros <0,8%; ^dUso GEX-ET-02; ^eArticulo Zahorra de RCD; ^fMaterial para relleno; ^gse recogen los valores de los áridos reciclados mixtos; ^hárido reciclado mixto cerámico; ⁱárido reciclado mixto cerámico de calidad

(ARM). Los ARM contienen una mezcla de residuos de hormigón y residuos cerámicos. Representan porcentualmente el mayor volumen del generado en las plantas de tratamiento y el que tiene una revalorización más compleja debido a su composición mixta. Quedan incluidos dentro de la nomenclatura LER (Listado Europeo de Residuos) como 17 01 07. Con objeto de mostrar la variedad de nomenclaturas y subdivisiones posibles de los áridos reciclados mixtos, en la Tabla 3 se muestran varios ejemplos recogidos tanto en documentos nacionales como europeos.

Como se observa en la tabla anterior, cada documento muestra valores diferentes en los porcentajes de los componentes de los ARM. Países Bajos y Alemanía incluyen además un tipo de áridos donde el contenido de Rb supera el 80%. Como norma general, en todos los documentos se exige que el contenido en otros componentes "X" (entre los que se encuentra el yeso) sea inferior a valores que oscilan entre 0,5 y 2%. El contenido en partículas flotantes también es diverso, con un rango que impide una presencia superior a entre 1 y 10 cm³/kg. La Tabla 4 recoge la propuesta de clasificación del proyecto europeo Cinderela (2021) para los ARM en la que se incluyen los límites máximos y mínimos de los componentes para dos clases de calidad.

Denominación	Calidad	Rc+Ru+Rg (%)	Rb (%)	Ra (%)	Rg (%)	X (%)	FL (cm ³ /kg)
ARM	Superior	≥70	≤30	≤5	≤1	≤1	≤1
	Inferior	≥50	≤50	≤10	≤2	≤1	≤5

Tabla 4 – Propuesta de clasificación de los ARM (tomado de Cinderela, 2021).

La heterogeneidad en la composición de los áridos reciclados tiene su origen tanto en la procedencia de los residos de construcción y demolición, como en los métodos de tratamiento o limpieza a los que son sometidos en las plantas de tratamiento. Teniendo en cuenta que la heterogeneidad de los materiales genera variabilidad en las propiedades, es importante obtener áridos reciclados con el mayor grado de homogeneidad posible. Para conseguir esa homogeneidad en su composición es fundamental realizar primero una demolición selectiva en origen, tal y como también contemplan los trabajos de Cinderela (2021) y Saveyn et al. (2014) y que también se exige en la Ley de Residuos y posteriormente una selección y limpieza en las plantas de tratamiento. Uno de los componentes más problemáticos en los áridos reciclados es el yeso, cuyo uso en terraplenes está directamente relacionado con los fenómenos de cambios de volumen, disolución y lixiviación de ese material. En los últimos años se han publicado varios trabajos enfocados a detectar y eliminar el yeso existente en los RCD en las plantas de reciclaje mediante diversas técnicas: por aire y densidad (Ambrós et al., 2017), infrarrojos (Linß et al., 2017), técnicas de imagen (Hollstein et al., 2017) y sistema biológico (Kijjanapanich, 2013).

Según se recoge en la bibliografía, la limitación en el contenido de las diferentes fracciones viene justificado por su afección a las propiedades técnicas para sus posibles aplicaciones. Así, elevados contenidos en partículas flotantes (FL) pueden generar problemas de comportamiento a largo plazo debido a la evolutivilad de materiales como la madera. El componente X incluye el yeso, elemento problemático desde el punto de vista de los fenómenos de cambios de volumen, disolución y lixiviación, como se apuntó anteriormente. Por último, el componente Rb, en el que se incluyen por ejemplo los ladrillos y otros materiales de elevada porosidad, afecta a las propiedades de absorción implicando, entre otras, una necesidad de mayor cantidad de agua para las operaciones de compactación (Herrador et al., 2012).

2.2 – Usos de los ARM en aplicaciones geotécnicas

Se quiere destacar en primer lugar que, en la terminología geotécnica, en ocasiones, el término árido dentro de la construcción de terraplenes queda asociado a las zahorras para su uso en el firme, mientras que para la conformación del terraplén lo habitual es utilizar la palabra genérica "materiales". Sin embargo, en este trabajo se hace mención a la palabra árido sin que quede asociado a su uso como zahorras. Además, las normativas de ensayos de caracterización son diferentes para los áridos que para los materiales tipo suelo. En este trabajo se analiza el uso de áridos reciclados para su empleo en la construcción de terraplenes, por lo que se da la circunstancia de la necesidad de emplear normativa de ensayo para áridos y para suelos.

En los últimos años se han publicado numerosos trabajos relacionados con la utilización de los áridos reciclados en aplicaciones geotécnicas. La mayor parte de los mismos están dedicados al empleo de los áridos reciclados en hormigón (Silva et al., 2015, Sharkawi et al., 2016), como base y sub-base de carreteras (Barbudo et al., 2012; Jiménez et al., 2012; Arulrajah et al., 2013) o como relleno de zanjas (Rahman et al., 2014). También es interesante destacar los estudios de empleo de RCD en estructuras de relleno reforzadas con geosintéticos, (Vieira et al., 2016), como relleno de gaviones (Nawagamuwa et al., 2012), relleno de zanjas de tuberías (Rahman et al., 2014), cobertura de vertederos (Harnas et al., 2013), o material para la mejora del terreno por vibración (McKelvey et al., 2002).

En el ámbito español, las comunidades autónomas de Andalucía, Castilla y León, Euskadi y Extremadura han redactado documentos para el uso de los áridos reciclados procedentes de RCD, donde se incluyen criterios específicos para el uso de los ARM para la construcción de terraplenes, como se recopila en la Tabla 5.

Comunidad	Referencia	Uso	Ejemplo		
Autónoma					
		Zahorra (ZARM I y ZARM II) en carreteras, caminos rurales, vías peatonales y vías ciclistas	3221-R3 MB 12 ZARM I 20 ZARM II 20	Explanada E2, Tráfico T3B	
Andalucía	Catálogo de firmes ¹	Explanada (SR- SEL: suelo reciclado de RCD seleccionado y SR-TOL: suelo reciclado de RCD tolerable)	SR-Sel35SR-Tol70IN	Explanada E1 sobre suelo inadecuado (IN)	
		Rellenos drenantes y zanjas (ZARMI y ZARMII, SR- SEL y SR-TOL)	ZARM I II SEL TOL AR AR AR O	Tubería flexible bajo zona peatonal	
Recomendacion redacción pliego		Zahorras artificiales de RCD Suelos reciclados de RCD			
Castilla y León	Recomendaciones de uso de áridos fabricados con RCD ³	Firmes de obras viarias Firmes de caminos rurales Acerado y vías peatonales Firmes de vías	Los usos son idé recogidos en el firmes de Andalu misma denominaci	nticos a los Catálogo de cía y con la ón	

 Tabla 5 – Cuadro resumen de documentos españoles con referencia al uso de ARM en construcción de terraplenes

Comunidad Autónoma	Referencia	Uso	Ejemplo		
		ciclistas Obras de drenaje y zanjas			
Euskadi	Dimensionamiento de firmes ⁴	Suelo seleccionado (tipo 3 o 4) para uso en terraplenes y explanada mejorada	3 6 4 30 2 >100	Explanada mejorada EX2 sobre suelo adecuado	
	Manual uso áridos reciclados en OOPP ⁵	Restauración de canteras, pistas forestales, pistas vertederos, cubiertas planas, zanjas, terraplen rellenos, relleno bajo solera y subbase de secci peatonales, base de bidegorris, trasdós de m explanada base y subbase de firmes			
Extremadura	PPT uso áridos reciclados ⁶	ARMh (árido reciclado mixto de hormigón) y ARMc (árido reciclado mixto cerámico) para su uso como zahorra, suelo reciclado, suelo cemento y cama de tuberías			

 Tabla 5 – Cuadro resumen de documentos españoles con referencia al uso de ARM en construcción de terraplenes

¹ Catálogo de firmes y unidades de obra con áridos reciclados de RCD. Junta de Andalucía, 2016.

² Recomendaciones para la redacción de: Pliegos de Especificaciones Técnicas para el uso de materiales reciclados de residuos de construcción y demolición (RCD). Junta de Andalucía, 2010.

³ Recomendaciones de uso de áridos fabricados con RCD's. CITOP, 2019.

⁴ Norma para el dimensionamiento de firmes de la Red de Carreteras del País Vasco. Gobierno Vasco, 2012.

⁵ Manual de Directrices para el uso de Áridos Reciclados en Obras Públicas de la Comunidad Autónoma del País Vasco. Gobierno Vasco, 2009.

⁶ Borrador de Decreto por el que se aprueba el Pliego de Prescripciones Técnicas para el uso de áridos reciclados procedentes de RCD en Extremadura. Junta de Extremadura, 2019.

Los ARM suponen un 80% del volumen total de áridos reciclados producidos en las plantas de tratamiento de los RCD (CEDEX, 2014). Las cantidades tan elevadas de este tipo de árido reciclado hacen necesario que se estudie su utilización en aplicaciones geotécnicas que admitan importantes volúmenes de material. Una de estas aplicaciones es la construcción de terraplenes cuyo estudio preliminar para el caso de España se recoge en el proyecto GEAR (Guía Española de Áridos Reciclados procedentes de RCD) (2012) y en Santana et al. (2019).

Las conclusiones más relevantes de estos estudios indican la viabilidad técnica del uso de áridos reciclados procedentes de RCD (incluidos los ARM) como material de construcción de terraplenes pero la existencia de problemas medioambientales por la lixiviación de componentes con afección al medio ambiente, principalmente sulfatos. En el presente trabajo se amplía la investigación sobre los requisitos medioambientales que deben ser analizados para su empleo en la construcción de terraplenes.

2.3 - Requisitos físico-químicos de los ARM para su uso en terraplenes

En España, los requisitos para el empleo de materiales en la construcción de terraplenes quedan recogidos en el artículo 330 "Terraplenes" del Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para obras de carreteras y puentes (Ministerio de Fomento, 2004), conocido como PG3. Tal y como se recoge en el propio artículo, estas exigencias son aplicables tanto a los áridos naturales como a los procedentes de procesos industriales, indicando de forma explícita: "además de los suelos naturales, se podrán utilizar en terraplenes los productos procedentes de procesos industriales o de manipulación humana, siempre que se cumplan las especificaciones de este artículo y que sus características físico – químicas garanticen la estabilidad presente y futura del conjunto". A este respecto, hay que indicar que los ensayos de laboratorio recogidos en dicho pliego para clasificar los materiales en función de su validez para el empleo en terraplenes son ensayos desarrollados para materiales tipo suelo.

Por otra parte, hay que tener en cuenta que la norma europea EN 13242:2003 también incluye un listado de ensayos para la caracterización de los áridos, incluidos los reciclados para su uso como material de construcción de carreteras. Además, estos son los ensayos de referencia que se utilizan para el marcado CE de los áridos. Este conjunto de ensayos debe considerarse complementario de los indicados en el PG3 que son los obligatorios a cumplir.

En la Tabla 6 se recopilan tanto los ensayos que se incluyen en el artículo de terraplenes del PG3 como en la norma europea EN 13242, relacionados con la caracterización del árido para su uso como material de construcción de terraplenes.

Artículo 330 del 1	PG3	EN 13242		
Ensayo	Norma	Ensayo	Norma	
Granulometría	EN ISO 17892-4	Granulometría	EN 933-1	
Límites de Atterberg	EN ISO 17892-12	Clasificación componentes	EN 933-11	
Contenido en materia orgánica	UNE 103204	Ensayo de Equivalente de arena	EN 933-8	
Contenido en yeso	UNE 103201	Peso específico y Absorción	EN 1097-6	
Contenido sales solubles distintas del yeso	NLT 114	Sulfato soluble en agua	EN 1744-1	
Ensayo CBR	UNE 103502	Compuestos solubles en agua	EN 1744-3	
Hinchamiento libre	UNE 103601	Desgaste de Los Ángeles	EN 1097-2	
Colapso	NLT 254			

Tabla 6 – Ensayos para el uso de suelos y áridos en terraplenes.

3 – CARACTERIZACIÓN AMBIENTAL DE LOS ÁRIDOS RECICLADOS

3.1 - Problemas asociados a la caracterización ambiental de los áridos reciclados

El empleo de materiales distintos a los naturales, como es el caso de los áridos reciclados, en la construcción de terraplenes, está sujeto, como cualquier otro material, al cumplimiento de las especificaciones técnicas exigidas en la normativa para su uso concreto, además de la evaluación de sus características medioambientales. El fin de la evaluación medioambiental es verificar que los materiales utilizados no van a generar impactos adversos para el medio ambiente o para la salud de las personas, de acuerdo con lo dispuesto en la legislación vigente en materia

medioambiental, de seguridad y salud. Estos aspectos quedan recogidos en el artículo 330 de terraplenes del PG-3.

La metodología habitual para determinar la afección de los áridos al medio ambiente es la ejecución de ensayos de lixiviación en laboratorio. Sin embargo, el desarrollo práctico de dicha metodología presenta los siguientes problemas:

- no se ha determinado el tipo de ensayo de lixiviación, de los varios existentes, que se debe emplear en la evaluación medioambiental para el uso de áridos reciclados en la construcción de terraplenes, como se indica en el apartado 3.2;
- no están claramente especificados, en ningún documento normativo en España, los criterios y los valores-límite con los que se deberían comparar los resultados de los ensayos de lixiviación para determinar la validez del uso de estos materiales en la construcción de terraplenes, como se indica en el apartado 3.3.

3.2 – Ensayos de lixiviación

3.2.1 – Ideas generales

Los estudios de evaluación medioambiental de los materiales se vienen haciendo mediante ensayos de lixiviación en los que se trata de determinar, en diferentes situaciones, la liberación al agua de los posibles componentes que pudieran contener dichos materiales y que pudieran generar impactos adversos para el medio ambiente o la salud

En un ensayo de lixiviación se produce la transferencia de los elementos químicos presentes en las fases sólidas a la fase acuosa con la que está en contacto. Para ello, en los ensayos se pone en contacto el material a estudiar con un disolvente líquido (generalmente agua) para determinar los componentes del mismo que se pueden disolver en contacto con el disolvente. La interacción de los materiales con el agua (superficial o subterránea) puede producir procesos de lixiviación y transporte de la fase sólida a la acuosa (Barbudo, 2012). Según Saveyn et al. (2014), los ensayos de lixiviación son más adecuados que los ensayos de contenido total para estos estudios.

Existen varios métodos de ensayo para estudiar la lixiviación de materiales granulares, los cuales se realizan con condiciones diferentes referentes al tamaño de partícula utilizado, la cantidad de material, la relación líquido-sólido (L/S) o la duración del ensayo. Además, la lixiviación va a depender de variables como el pH, tamaño de las partículas, el tiempo de contacto o la relación L/S (Quina et al., 2011).

En general, es posible diferenciar entre los ensayos de tanque, de baño (*bath test*, en su denominación ingles) y de percolación. Los dos primeros son de ejecución más sencilla y rápida mientras que los ensayos de percolación modelizan mejor las condiciones reales a las que estarán sometidos los áridos. Saveyn et al. (2014) indican que la elección del ensayo de lixiviación más adecuado debe hacerse en función del escenario o condiciones en las que se van a utilizar los áridos. También incluye un análisis de la lixiviación de diferentes metales en función de factores tan importantes como el pH o la relación L/S.

De forma general, y en este contexto, parece relevante recordar que los resultados de los ensayos de lixiviación pueden expresarse como:

- Concentración de los componentes en el eluato (generalmente en mg/l)
- Liberación de componentes, expresado como ratio de masa de sustancia liberada y masa de material ensayado (generalmente en mg/kg)

La relación entre la medida de liberación de componentes y su concentración en el eluato depende de la relación L/S y puede calcularse como se indica a continuación (Saveyn et al., 2014):

Liberación componentes [mg/kg] = Concentración sustancia en eluato [mg/l] x relación L/S [l/kg]

Tal y como se ha señalado anteriormente, la relación L/S del ensayo debe tenerse en cuenta en la interpretación de los resultados obtenidos. Además cabe señalar que, para la mayoría de los componentes que se analizan en los ensayos de lixiviación, los valores máximos obtenidos aparecen durante los primeros estadios de la lixiviación, es decir, con relaciones L/S pequeñas. No obstante, para aquellos componentes cuya lixiviación está controlada por la solubilidad, sus resultados varían con la relación L/S (Saveyn et al., 2014).

3.2.2 – Ensayos de lixiviación normalizados para materiales granulares

Existen tres comités técnicos europeos de normalización (CEN/TC) que desarrollan normas europeas (EN) para la determinación de la lixiviación de diferentes tipos de materiales: el CEN/TC 154 de áridos, CEN/TC 292 de residuos y CEN/TC 351 de productos de construcción. Al analizar las normas elaboradas por estos comités, se observa que cada uno de ellos ha desarrollado la suya propia referente a los ensayos de lixiviación, como se recoge en la Tabla 7.

CEN/TC - Denominación	Norma Europea (EN)
TC 154 - Áridos	EN 1744-3: Ensayos para determinar las propiedades químicas de los áridos. Parte 3: Preparación de eluatos por lixiviación de áridos.
	EN 12457-1/2/3/4: Caracterización de residuos. Lixiviación. Ensayo de conformidad para la lixiviación de residuos granulares y lodos
TC 292 - Residuos	EN 14405: Caracterización de residuos. Ensayo de comportamiento en la lixiviación. Ensayo de percolación de flujo ascendente (bajo condiciones específicas).
	EN 14997: Caracterización de residuos. Ensayo de comportamiento durante la lixiviación. Influencia del pH en la lixiviación con control continuo de pH
TC 351 – Productos de construcción	prEN 16637-1/2/3: Productos de construcción. Evaluación de la emisión de sustancias peligrosas.

Tabla 7 – Normas europeas para determinar la lixiviación según los diferentes comités

El problema que se plantea en el ámbito de este artículo es que los "áridos reciclados" son, como su nombre indica áridos, cuyo origen son residuos y que pretenden ser utilizados como productos de construcción. Por tanto, el ensayo de lixiviación más adecuado para su caracterización ambiental podría ser cualquiera de los mencionados en la tabla anterior.

A continuación se resumen brevemente las características más singulares de los ensayos de lixiviación utilizados para el uso de materiales granulares:

- <u>EN 1744-3, conocido como "Método de tanque"</u>. Método de ensayo utilizado para la caracterización de zahorras que además se recoge en el PG3. El ensayo consiste en colocar el árido en un recipiente de malla, situado en el interior de un tanque, y someterlo a lixiviación con agua desmineralizada. El cociente entre el líquido empleado y el sólido (L/S) es de 10 l/kg. La duración del proceso de lixiviado es de 24 horas en las que el agua se mantiene en continuo movimiento mediante agitación magnética.
- <u>EN 12457-3/4, conocido como "Método de volteo"</u>: Método de ensayo de conformidad para el depósito de residuos en vertederos. El ensayo consiste en poner en contacto el árido con agua desionizada en una relación líquido/sólido (L/S) de 10 l/kg. El conjuto se agita durante 24 horas con una volteadora mecánica. La Tabla 8 muestra las diferencias entre la parte 3 y 4 de la norma.

Norma	Peso de muestra (g)	Tamaño partícula (mm)	L/S (l/kg)	Tiempo contacto (horas)
EN 12457-3	175	<4	2 y 8	6 + 18
EN 12457-4	90	<10	10	24

Tabla 8 – Resumen de las características del ensayo de lixiviación UNE EN 12457

- <u>EN 14405, conocido como "Ensayo de columna"</u>: El material granular se pone en contacto con agua que se encuentra en flujo ascendente contínuo y a una velocidad determinada. A lo largo del ensayo se recogen los lixiviados con diferentes relaciones L/S (0,1; 0,2; 0,5; 1; 2; 5 y 10) para deteminar la evolución de los componentes lixiviados con el tiempo.
- <u>EN 14997, conocido como "Ensayo dependencia de pH"</u>: Ensayo realizado sobre material granular con una relación L/S de 10 l/kg. Los ensayos se realizan sobre materiales con valores de pH comprendidos entre 4 y 12 (ambos incluidos) y tienen una duración de 24 horas.
- prEN 16637-3, conocido como "Ensayo de percolación": El procedimiento de ensayo es prácticamente idéntico al anterior, si bien en este ensayo se exige un agua de calidad más pura, el caudal de paso es mayor y se disminuye el tiempo de duración del ensayo.

Según Naka et al. (2016), los ensayos de tanque sirven para comprobar de forma rápida y preliminar el comportamiento de los áridos, pero sus extrapolaciones, debido a que sólo se ensayan con una única relación L/S, no se puede considerar que reflejen fielmente las condiciones reales. Además, el escaso periodo de contacto con el líquido (24 horas) puede no ser suficiente para alcanzar el equilibrio de determinados metales por lo que se infravalora la lixiviación (Löv et al., 2019).

El ensayo de volteo es una primera aproximación al problema de la lixiviación. Su utilización como ensayo de referencia en la disposición de materiales en vertederos hace que sea un método conocido y ampliamente implantado.

Por su parte, los ensayos de percolación de flujo ascendente modelizan más fielmente las condiciones reales y el comportamiento a largo plazo de los compuestos químicos de los áridos en contacto con el agua. Van a simular los procesos de percolación e infiltración del agua a través del material y su lixiviación al medio ambiente (Chai et al., 2009).

Por último, los ensayos de dependencia con el pH aportan información adicional y permiten estudiar diferentes escenarios provocados, por ejemplo, por carbonatación.

Son varios los países europeos que tienen regulación sobre el uso de áridos reciclados para la construcción de obras de tierra, tales como Francia (Cerema, 2011), Finlandia (Ministerio de Medio Ambiente, Finlandia, 2017) y República Checa (Ministerio de Transporte, República Checa, 2011) en los que se establece el ensayo de lixiviación que se debe utilizar para caracterizar el árido reciclado. Por otra parte, otros países también han desarrollado guías o regulaciones para determinar la condición de fin de residuo de diferentes materiales, donde se estipula cual es el ensayo de lixiviación a realizar. En la Tabla 9 se muestran los tipos de ensayos de lixiviación recogidos en varios países.

Por tanto, como se observa del análisis anterior, no existe unanimidad en el tipo de ensayo de lixiviación que debe utilizarse para caracterizar los áridos reciclados, aunque la mayoría parece decantarse por el establecido en la norma EN 12457 ("método de volteo").

País	Norma
Alemania	DIN 19528
Austria	EN 12547-4
Bélgica	EN 14405
Dinamarca	EN 12457-1
Finlandia	EN 14405
Francia	EN 12457-2
Italia	EN 12547-2
Paises Bajos	EN 14405
Rep. Checa	EN 12457-4
Suecia	EN 12457-4

 Tabla 9 – Ensayos de lixiviación de referencia en países europeos para el uso de áridos reciclados en obras de tierra y condición de fin de residuo

3.3 - Criterios para determinar la afección al medio ambiente

3.3.1 – Introducción

88

Una vez realizados los ensayos de lixiviación, los resultados obtenidos deben ser comparados con valores-límite que determinen su afección al medio ambiente. A este respecto, actualmente hay dos posibles criterios sobre los valores-límite que se podrían utilizar:

- los indicados en la Directiva para la eliminación de residuos mediantes su depósito en vertedero, como se desarrolla en el Apartado 3.3.2.
- los indicados para la determinación de la condición de fin de residuo, especificados en diferentes documentos europeos, como se desarrolla en el Apartado 3.3.3.

A este respecto, hay que indicar que la mayoría de los artículos científicos que analizan el uso de los áridos reciclados en carreteras en España comparan los valores de los ensayos de lixiviación con los límites para el depósito en vertedero (proyecto GEAR, 2012, Barbudo et al., 2012, Galvín et al., 2013, Galvín et al., 2014, Vegas et al., 2015 y Santana et al., 2019).

3.3.2 – Directiva para la eliminación de residuos mediante su depósito en vertedero

La Directiva 1999/31/CE del Consejo, de 26 de abril de 1999, transpuesta al ordenamiento jurídico español mediante el Real Decreto 1481/2001, de 27 de diciembre y, actualizada por el Real Decreto 646/2020, por el que se regula la eliminación de residuos mediante depósito en vertedero, regula el procedimiento para la admisión de residuos en vertedero y clasifica los vertedero en tres tipos (Vertederos para Residuos Inertes, para Residuos No Peligrosos y para Residuos Peligrosos) en función de los residuos que puede almacenar.

En cada caso se establecen los criterios de admisión, según unos valores-límite de lixiviación y de contenido de componentes orgánicos. Para los valores-límite de lixiviación se definen dos supuestos:

- para un lixiviado obtenido según el método de la Norma EN 12457-4:2003 con una relación L/S de 10 l/kg (se trata del método de referencia) y,
- para el primer eluato (C_o), obtenido según el método en columna de acuerdo con EN 14405, con una relación L/S de 0,1 l/kg.

El procedimiento consiste en comparar los valores de los elementos lixiviados, según los procedimientos indicados, con los valores-límites establecidos para los distintos tipos de residuos. En la Tabla 10 se incluyen los valores-límites incluidos dentro del Real Decreto 646/2020. Los

métodos y valores elegidos por España son idénticos a los señalados en la normativa europea, con la única diferencia de que en la Directiva europea se añade, al análisis, el valor obtenido con el ensayo EN 12457-4 con una L/S = 2 l/kg.

	RESIDUOS						
	IN	ERTE	NO PEI	JGROSO	PEL	IGROSO	
	EN 12457-4	-EN 14405	EN 12457-4	-EN 14405	EN 12457-4	-EN 14405	
Componen		Co		Co		Co	
tes	L/S=10 l/kg	L/S=0,1	L/S=10 l/kg	L/S=0,1	L/S=10 l/kg	L/S=0,1	
		l/kg		l/kg		l/kg	
	(mg/kg de materia seca)	(mg/l)	(mg/kg de materia seca)	(mg/l)	(mg/kg de materia seca)	(mg/l)	
As	0,5	0,06	2	0,3	25	3	
Ba	20	4	100	20	300	60	
Cd	0,04	0,02	1	0,3	5	1,7	
Cr total	0.5	0,1	10	2,5	70	15	
Cu	2	0,6	50	30	100	60	
Hg	0,01	0,002	0,2	0,03	2	0,3	
Mo	0,5	0,2	10	3,5	30	10	
Ni	0,4	0,12	10	3	40	12	
Pb	0,5	0,15	10	3	50	15	
Sb	0,06	0,01	0,7	0,15	5	1	
Se	0,1	0,04	0,5	0,2	7	3	
Zn	4	1,2	50	15	200	60	
Fluoruros	10	2,5	150	40	500	120	
Cloruros	800	450	15.000	8.500	25.000	15.000	
Sulfatos	1.000*	1.500	20.000	7.000	50.000	17.000	

Tabla 10 – Valores-límite de lixiviación para residuos recogidos en el RD 646/2020

(*) Aunque el residuo no cumpla estos valores correspondientes al sulfato, podrá considerarse que cumple los criterios de admisión si la lixiviación no supera ninguno de los siguientes valores: 1 500 mg/l en C0 con una relación = 0,1 l/kg y 6 000 mg/kg con una relación L/S = 10 l/kg. Será necesario utilizar la ensayo de percolación para determinar el valor límite con una relación L/S = 0,1 l/kg en las condiciones iniciales de equilibrio, mientras que el valor con una relación L/S = 10 l/kg se podrá determinar, bien mediante una prueba de lixiviación por lotes, bien mediante una ensayo de percolación en condiciones próximas al equilibrio local.

El trabajo de Saveyn et al. (2014) recopila, para varios tipos de áridos reciclados, un listado con los componentes liberados por lixiviación que superan los valores-límites establecidos para su depósito en un vertedero para materiales inertes indicados en la Directiva europea. En el caso concreto de los ARM se indica que suelen superarse los límites para el Cd, Pb y cloruros, y que además, en los ensayos de dependencia de lixiviación con el pH también se excede en Sb, V y sulfatos. Cabe recordar que elementos como As, Sb, Se, Mo, V y sulfatos son menos lixiviables con pH de entre 7 y 10.

3.3.3 – Determinación de la condición de fin de residuo

La Directiva Marco de Residuos y su transposición en España a través de la Ley de Residuos define los conceptos de subproducto y condicion de fin de residuo, conceptos ambos que se mantienen en la futura Ley de Residuos y suelos contaminados. En la Ley de Residuos (BOE nº 85)), la condición de fin de residuo queda definida en su artículo 5, donde se indica: "Determinados tipos de residuos, que hayan sido sometidos a una operación de valorización, incluido el reciclado, podrán dejar de ser considerados como tales, a los efectos de lo dispuesto en esta Ley, siempre que se cumplan todas las condiciones siguientes: a) Que las sustancias u objetos resultantes se usen habitualmente para finalidades específicas; b) que exista un mercado o una demanda para dichas sustancias u objetos; c) que las sustancias u objetos resultantes cumplan los requisitos técnicos para finalidades específicas, la legislación existente y las normas aplicables a los productos; y d) que el uso de la sustancia u objeto resultante no genere impactos adversos para el medio ambiente o la salud....". Además, en el segundo apartado del mismo artículo se apunta a que "en la determinacion reglamentaria de los criterios específicos se tendrán en cuenta los estudios previos realizados para este fin ...".

La UE, consciente de el problema generado por los RCD, lleva impulsando desde hace años proyectos para estudiar su valorización y reutilización: RE4-project, VEEP, Interreg, Cityloops, Green Instruct, Hiser, C2CA, CDWaste-ManageVET, entre otros.

El trabajo publicado por Saveyn et al. (2014) es una primera aproximación al intento de fijar valores-límite de los componentes que pueden producir afección al medio ambiente que se producen por la lixiviación de áridos procedentes de diferentes residuos. Entre los áridos reciclados analizados se incluyen los procedentes de RCD, pero también otros tan variados como escorias de altos hornos o arco eléctrico, cenizas de fondo y cenizas volantes de incineración de residuos urbanos, troceado de neumático fuera de uso, etc. La virtud de este trabajo es que unifica todos los valores al transformarlos a una misma unidad (expresa los valores-límite de los elementos en mg/kg para una relación L/S de 10 l/kg) lo que facilita grandemenre su comparación.

Por su parte, el proyecto europeo Cinderela incluye dentro de sus tareas la redacción del documento "End of Waste criteria protocol for waste used as aggregates" (Cinderela, 2021). Una de las partes del trabajo recopila la normativa de ensayo de lixiviación utilizada por varios países europeos para evaluar la afección al medio ambiente de los áridos reciclados (entre los que se incluyen los áridos procedentes de los RCD) y los valores-límites de metales, cloruros, fluoruros y sulfatos establecidos por dichos países.

Los valores recogidos tanto en el proyecto Cinderela (2021) como en el trabajo de Saveyn et al. (2014) así como los valores-límite para el depósito de materiales inertes en vertederos, según la

País	Categ	Componente – Valor límite liviviado (mo/kø en L/S=1/10 1/kø)											Norma				
		As	Ba	Cd	Cr	Cu	Hg	Pb	Mo	Ni	Se	Sb	Zn	Cl-	F-	SO ₄	EN
¹ España (Euskadi)		0,5	20	0,04	0,5	2	0,01	0,5	0,5	0,4	0,1	0,06	10	800	10	6000	1
Italia		0,5	10	0,05	0,5	0,5	0,01	0,5		0,1	0,1		30	1000	15	2500	2
Eslovenia		0,1	5	0,025	0,5	0,5	0,005	0,5	0,5	0,4	0,6	0,3	2	800	10	1000	
Bélgica		0,8		0,03	0,5	0,5	0,02	1,3		0,75			2,8				
Países	a-c	0,9	22	0,04	0,63	0,9	0,02	2,3	1	0,44	0,15	0,17	4,5	616	55	1730	4
Bajos	b-d	2	100	0,06	7	10	0,08	8,3	15	2,1	3	0,7	14	8800	1500	20000	4
	Z0/Z1.1	0,14		0,015	0,125	0,2	0,005	0,4		0,15			1,5	300		200	2
² Alemania	Z1	0,2		0,03	0,25	0,6	0,01	0,8		0,2			2	500		500	2
	Z2	0,6		0,06	0,6	1	0,02	2		0,7			6	1000		2000	2
Austria	еA	0,5	20	0,04	0,3	0,1	0,01	0,5		0,4	0,1	0,06	4	800	10	1500	1
	^f A+	0,5	20	0,04	0,5	1	0,01	0,5		0,4	0,1	0,06	4	800	10	2500	1
	^g B	0,5	20	0,04	0,5	2	0,01	0,5		0,6	0,1	0,1	18	800	15	5000	1
Dinamarca	^h Cat1	0,071	1,8	0,006	0,055	0,2	8E-04	0,045		0,043	0,037		0,44	440		1000	3
	ⁱ Cat2	0,071	1,8	0,006	0,055	0,2	8E-04	0,045		0,043	0,037		0,44	440		1000	3
	ⁱ Cat3	0,45	24	0,13	2,8	9	8E-04	0,45		0,3	0,11		6,6	8800		16000	3
	j1A	0,5	20	0,04	0,5	2	0,01	0,5	0,5	0,4	0,1	0,06	4	800	10	1000	1/2
	^k 1B	1	40	0,08	1	4	0,02	1	1	0,8	0,2	0,12	8	1600	20	2000	1/2
Francia	¹ 1C	1,5	60	0,12	1,5	6	0,03	1,5	1,5	1,2	0,3	0,18	12	2400	30	3000	1/2
Fiancia	^m Excl.	2	100	1	10	50	0,2	10	10	10	0,5	0,7	50	15000	150	20000	1/2
	ⁿ 2A	0,8	56	0,32	4	50	0,08	0,8	5,6	1,6	0,5	0,4	50	1000	60	10000	1/2
	°2B	0,5	28	0,16	2	50	0,04	0,5	2,8	0,8	0,4	0,2	50	5000	30	5000	1/2
Suecia	р	0,09		0,02	1	0,8	0,01	0,2		0,4			4	130		200	4
Directiva UE-Inerte		0,5	20	0,04	0,5	2	0,01	0,5	0,5	0,4	0,1	0,06	4	800	10	1000	1
¹ Orden 12 de enero 2015 con los requisitos para la utilización de los áridos reciclados procedentes de la valorización de residuos de construcción y demolición, en																	
aplicaciones no ligadas. ² Ver apartado 4.1 para más detalle de condiciones de uso.																	
* Aplicación abierta (infiltración 300 mm/año); * Aplicación cubierta (infiltración 6mm/año); * Sn= 0,4 mg/kg; d Sn=2,3 mg/kg; * Clase A utilizada sin cubierta superior y																	
en zonas hidrogeológica poco delicadas, o en aplicación cubierta en zonas hidrogeológicas delicadas, ¹ Clase A+ en aplicaciones cubiertas y zonas hidrogeológicas																	
delicadas, * Clase B en aplicaciones cubiertas y condiciones nidrogeologicas poco delicadas. * Categoria 1 se usa para la construcción de carreteras, caminos,																	
aparcamientos, barreras acústicas, diques, presas, relleno de zanjas. ¹ Categoría 2 y 3 se utiliza en aplicaciones más restrictivas que afectan al espesor y cubierta superior.																	

aparcamientos, barreras acusticas, diques, presas, relleno de zanjas. "Categoria 2 y 3 se utilizade naplicaciones mas restrictivas que atectan al espesor y cubierta superior. "Materiales utilizables en la construcción de carreteras." Debe cumplifo el 80% de las muestras. ¹ Debe cumplifo el 100% de las muestras. ¹ Debe cumplifo el 100% de las muestras. ¹⁰ No pueden utilizabres en la construcción de carreteras. ¹⁰ Cubierto con una capa impermeable (asfalto, hormigón...) con una pendiente minima del 1%, ^o Terraplenes cubiertos con al menos 30 cm de material natural con una pendiente minima del 5% para limitar la infiltración de agua. ¹⁰ Uso sin restricciones 1 EN12457-42 2 EN 12457-12, 3 EN 12457-11; 4 EN 14405

Fig. 1 – Recopilación de valores-límite de lixiviación para uso de áridos reciclados

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 155 – julho/julio/july 2022 – pp. 77-101 https://doi.org/10.14195/2184-8394 155 4 – © 2022 Sociedade Portuguesa de Geotecnia Directiva europea (veáse la fila "UE-inerte") se han recopilado e integrado en la Figura 1. En dicha figura se han coloreado las celdas en función de si los valores-límite exigidos por cada país son mayores (verde), menores (rojo) o iguales (amarillo) de los exigidos para el depósito en vertedero. En esta recopilación únicamente se recogen los valores de los compuestos inorgánicos lixiviados, no obstante, tanto la legislación de vertederos como los trabajos antes mencionados recopilan valores-límite de contenido total de compuestos orgánicos, como PCB, BTEX o asbestos.

Tal y como se observa en la figura anterior, son varios los países en los que los valores-límite establecidos para la condición de fin de residuo son inferiores (coloreados en rojo) que los estipulados en la directiva europea de vertedero para materiales inertes. Este es el caso de Dinamarca, Suecia y Alemania, para sus categorías más restrictivas. El resto de los países tienen algunos elementos con límite más restrictivos y otros con valores iguales (coloreado en amarillo) o incluso superiores (coloreados en verde) a lo estipulado para su depósito en vertederos inertes. En Euskadi y en Francia se han adoptado valores-límite menos restrictivos o iguales a los estipulados en la directiva de vertedero inerte.

4 – FACTORES CONDICIONANTES EN LA LIMITACIÓN DE LOS VALORES DE LIXIVIACIÓN

4.1 - Influencia de la localización de los áridos reciclados en el terraplén

Tal y como se ha comentado con anterioridad, en España no existe una normativa estatal específica dedicada al empleo de los áridos reciclados procedentes de los RCD para su uso en terraplenes, aunque sí se dispone de algunas recomendaciones y guías a nivel autonómico. Por otra parte, son varios los países europeos que han desarrollado esta temática y cuentan con documentos que recogen los requisitos físico-químicos y medioambientales para su empleo. Algunos de estos documentos técnicos también regulan las condiciones de puesta en obra de los materiales para garantizar que no generen impactos adversos para el medio ambiente o la salud.

La utilización de los áridos reciclados para la construcción de los terraplenes puede hacerse diferenciando, al menos, dos situaciones o escenarios:

- Colocación de los áridos debajo de una superficie impermeable o semi-impermeable.
- Colocación de los áridos sin protección frente al agua de infiltración.

Estas condiciones sobre el empleo de los áridos reciclados van a determinar la mayor o menor exposición del material al agua y, por ende, la relevancia de los fenómenos relacionados con la lixiviación de componentes. Estas condiciones se han tenido en cuenta en algunas de las regulaciones de los países europeos y tienen su reflejo en la adopción de diferentes valores-límite para los componentes lixiviados.

Savey et al. (2014) describen los factores que deberían tenerse en cuenta para establecer valores-límite de los componentes lixiviados: el uso del material con o sin protección por la capa impermeable; el recorrido que tienen los componentes lixiviados, para contemplar el efecto, por ejemplo, de la dilución; y la localización de los puntos donde se evalua la posible afección de los componentes lixiviados al medioambiente.

Esta metodología de trabajo es la utilizada en las normativas de Alemania y Países Bajos lo que ha dado lugar a diferentes requisitos de colocación de los áridos reciclados, como se muestra en la Tabla 11 con algunos ejemplos recogidos en documentos europeos en función del escenario de su uso.

País	Limitaciones/Descripción	Ejemplos		
	Se estudian por separado los usos bajo una superficie impermeable o semi- impermeable suponiendo una infiltración de 6 mm/año, y el uso sin protección con una infiltración de 300 mm/año. Se distinguen 3 zonas de uso: <u>Uso Z1.1</u> : a una distancia de al menos	Uso en estructuras técnicas (abierto)		
Alemania ¹	1 m sobre nivel piezométrico (NP) y bajo capa permeable al agua <u>Uso Z1.2</u> : a una distancia de al menos 2 m sobre NP y por debajo una capa cohesiva de al menos 2 m de potencia, bajo capa permeable al agua.	capa cohesiva ý 2m		
	<u>Uso Z2:</u> a una distancia de al menos 1 m al NP, bajo cubierta impermeable al agua. El material reciclado puede estar tratado o ligado. En caso de usarlo como relleno de terraplenes la distancia mínima al NP aumenta a 2 m; debe existir una capa cohesiva por debajo de al menos 2 m y el terraplén debe estar confinado con una capa de 0.5 m de espesor y una $k<10^{-8}$ cm/s o geomembranas tanto en la parte superior como los espaldones	Material hasta calidad Z 2		
Francia ²	Diferencia tres tipos de usos (deben cumplir determinados límites de lixiviación): Tipo 1: para altura máxima de 3 m bajo capa pavimentada Tipo 2: para altura máxima de 6 m y bajo capa de recubrimiento Tipo 3: sin restricciones	<figure></figure>		
Dinamarca ³	Diferencian tres tipos de residuos (en fun Categoría 1: usado en terraplenes sin rest	reción de su lixiviación): ricciones		

Tabla 11- Requisitos de colocación de los áridos reciclados en función del escenario

País	Limitaciones/Descripción	Ejemplos				
	Categoría 2 y Categoría 3: uso con restricciones de espesor (max. 1m) y cobertura superior (asfalto o similar, o mín. 1 m de material de Categoría 1).					
	Distinguen dos tipos de "Materiales	de construcción" en función de la				
Países composición (mg/kg) y la cantidad de material contaminante que a						
Bajos ⁴	medio por unidad de tiempo (mg/m ² por 100 años). La Categoría 1 puede usarse					
sin restricciones. La Categoría 2 con medidas de aislamiento.						
¹ Qualitätssicherungssystem Recycling-Baustoffe Baden-Württemberg e.V.2014 (QRB, 2014)						
² Acceptabilité environnementale de matériaux alternatifs en technique routière Les matériaux de déconstruction issus du						
BTP. CEREMA						
³ Statutory Order no. 1662/2010						
⁴ Ministry of VROM (1995) Dutch Building Materials Decree						

Tabla 11- Requisitos de colocación de los áridos reciclados en función del escenario

4.2 - Restricciones hidrogeológicas de los emplazamientos

La existencia de zonas especialmente sensibles a la contaminación por los componentes lixiviados de los áridos reciclados obliga a considerar la posibilidad de prohibir el uso de los mismos en determinados emplazamientos. El proyecto Cinderela (2021) incluye un apartado de restricciones y prohibiciones de uso de los materiales reciclados con condición de fin de residuo que deberían ser tenidas en cuenta igualmente para la construcción de terraplenes con áridos reciclados procedentes de los RCD. Estas limitaciones están enfocadas a evitar afecciones sobre el medio ambiente, y son las siguientes:

- zonas en contacto directo con agua,
- zonas con cualquier tipo de protección especial dentro de las regulaciones para la conservación de la naturaleza,
- zonas potencialmente inundables,
- zonas cercanas a un curso fluvial, lago o estanque,
- perímetro de protección de las zonas de captación de agua potable, y
- zonas que formen parte del dominio público hidraúlico.

Algunos países han incluido restricciones más concretas, como es el caso de Francia, donde se indica que los áridos reciclados deberán colocarse a más de 50 cm por encima del nivel más alto de inundación para un periodo de retorno de 50 años, o el más alto conocido, y a una distancia superior a más de 30 m de cursos fluviales, lagos o estanques. Se amplía hasta 60 m si la altitud del curso fluvial está a más de 20 m por debajo de la base de la estructura y en zonas de especial protección y no podrán ser usados en zonas kársticas. En la Tabla 9 también se recogen instrucciones restrictivas dadas en la normativa alemana, como colocar el árido reciclado a más de 1 metro por debajo del nivel piezométrico e incluso que debe existir una capa de baja permeabilidad entre el material y el nivel piezométrico.

5 - RECOMENDACIONES PARA EL USO DE RCD EN TERRAPLENES

Como se decía en el apartado 3.1, la metodología habitual para determinar la afección de los áridos al medio ambiente presenta dos problemas principales: la elección del ensayo de lixiviación más adecuado para analizar dicho fenómeno y la determinación de los valores-límites con los que los resultados de dichos ensayos deberían ser comparados, que se ven condicionados por la zona del terraplén donde emplearlos y por las posibles medidas que se pueden tomar para aislar los áridos reciclados de su contacto con el agua.

Respecto al ensayo de lixiviación más adecuado para el estudio de la afección mediambiental, parece recomendable utilizar, como primera aproximación al problema, el método de la norma EN

12457-4, dado que es un ensayo rápido (24 horas) y empleado en la mayoría de los países europeos y en los trabajos analizados. No obstante, debería será complementado con el ensayo de columna EN 14405.

Para determinar los valores-límites con los que comparar los datos obtenidos en los ensayos de lixiviación, parece adecuado tener en cuenta valores-límite de componentes lixiviados propuestos en el proyecto Cinderela (2021) dependiendo de si los áridos reciclados van a estar en contacto directo con el agua o protegidos de alguna manera, al colocarse bajo alguna capa impermeable o semi-impermeable. A este respecto, en la Tabla 12 se muestran los valores propuestos en el proyecto Cinderela y, a modo de referencia, los establecidos para el depósito del material en vertedero de inertes. Con objeto de facilitar su interpretación, las celdas se han coloreada siguiendo el mismo criterio seguido en la Figura 1.

	Valor límite de lixiviación según EN 12457-4 (mg/kg para L/S=10 l/kg)								
Compon ente	Aplicación granular con superficie impermeable o semi impermeable	Aplicación granular en zonas sin cubrimiento	Vertedero para materiales inertes						
As	0,9	0,5	0,5						
Ba	25	5	20						
Cd	0,05	0,025	0,04						
Cr	2	0,5	0,5						
Cu	3	0,5	2						
Hg	0,01	0,005	0,01						
Mo	2,8	0,5	0,5						
Ni	0,75	0,1	0,4						
Pb	2,3	0,5	0,5						
Sb	0,3	0,06	0,06						
Se	0,6	0,1	0,1						
Zn	10	2	4						
F-	55	10	10						
Cl-	5000	600	800						
SO4 ²⁻	6000	1000	1000*						
* Aunque el residuo no cumpla este valor, puede considerarse que cumple la admisión si la lixiviación no supera los 1500 mg/l para L/S=0,1 y 6000 para L/S=10									

 Tabla 12 – Valores-límite de lixiviación para áridos reciclados en aplicaciones granulares en función de la existencia de una capa semi/impermeable (tomado de Cinderela, 2021).

Como se observa en la Tabla 12, los valores-límite, para la condición de fin de residuo, propuestos en el proyecto Cinderela en aplicaciones granulares que se encuentra bajo una capa impermeable son menos restrictivas (color verde) que las recogidas en la directiva de vertederos para material inerte. En el caso de su empleo en zonas sin ninguna protección, los valores son más restrictivos (color rojo) o idénticos (color amarillo) que en dichos vertederos.

Adicionalmente, se podría tener en cuenta la experiencia española en el encapsulamiento de suelos con problemas por su interacción con el agua (suelos colapsables, expansivos, con yeso, con sales solubles) cuando se utilizan como material de construcción de terraplenes. Estos encapsulamientos logran evitar el contacto de los materiales encapsulados con el agua por lo que, en el caso de los áridos reciclados, evitaría la generación de lixiviados y sus problemas derivados.

A continuación, se muestran, en las Figuras 2 y 3, dos esquemas de las secciones tipo empleadas en terraplenes con yeso, documentadas en la bibliografía, y que podrían servir de base para el diseño de terraplenes con áridos reciclados en su núcleo. Como puede apreciarse, el

material a proteger queda encapsulado por capas ejecutadas de tal manera que presentan una elevada capacidad impermeabilizante, bien con material granular bien graduado o bien con suelos estabilizados cal o cemento.



Fig. 2 – Ejemplo de sección tipo de terraplén construido con yeso (tomado de Soriano, 2006)



Fig. 3 – Ejemplo de sección tipo de terraplén construido con yeso (tomado de Ayuso et al., 2000)

Por tanto, como primera aproximación al problema, se podría plantear la construcción de un terraplén experimental, donde los áridos reciclados queden encapsulados y que disponga de lixímetros que permitan recoger el agua lixiviada para su posterior análisis y detección de componentes.

6 – RESUMEN Y CONCLUSIONES

Las conclusiones más relevantes de los estudios llevados a cabo por diferentes países y comunidades autónomas españolas indican la viabilidad técnica del uso de áridos reciclados procedentes de RCD (incluidos los ARM) como material de construcción de terraplenes.

Sin embargo, el uso de los áridos reciclados presenta problemas medioambientales por la lixiviación de componentes con afección al medio ambiente, principalmente sulfatos.

La metodología habitual para determinar la afección de los áridos reciclados al medio ambiente presenta dos problemas principales: la elección del ensayo de lixiviación más adecuado para analizar dicho fenómeno y la determinación de los valores-límites con los que los resultados de dichos ensayos deberían ser comparados, que se ven condicionados por la zona del terraplén donde emplearlos y por las posibles medidas que se pueden tomar para aislar los áridos reciclados de su contacto con el agua.

En este trabajo se recogen las recomendaciones referidas a ambos aspectos:

- Ensayo de lixiviación de referencia; se recomienda hacer una evaluación preliminar con el método recogido en la norma EN 12457-4, y completarlo con el descrito en la norma EN 14405, en caso de que el resultado sea poco concluyente o en los casos de potencial grave afección medioambiental.

- Valores límite o de referencia; Se recomienda comparar los resultados obtenidos en los ensayos de lixiviación con los valores-límite de componentes lixiviados propuestos en el proyecto Cinderela (2021).

Adicionalmente, se recomienda el encapsulamiento, en el núcleo de los terraplenes, de los áridos reciclados, con materiales de mejor calidad, para evitar el contacto de los áridos con el agua y, por tanto, la generación de lixiviados y sus problemas derivados.

7 – REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ambrós, W. M.; Sampaio, C. H.; Cazacliu, B. G.; Miltzarek, G. L.; Miranda, L. R. (2017). Separation in air jigs of mixed construction and demolition waste. International HISER Conference on Advances in Recycling and Management of Construction and Demolition Waste 21-23 June 2017, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands
- Aprr.eus (2019). Usos del Árido Reciclado de RCD Dossier Fichas Técnicas de unidades de obra donde se pueden utilizar Árido Reciclado de RCD y Ejemplos de obras donde se han utilizado Árido Reciclado de RCD en alguna de sus unidades de obra.
- Arulrajah, A., Piratheepan, J., Disfani, M. M. & Bo, M. B. (2013). Geotechnical and geoenvironmental properties of recycled construction and demolition materials in pavement subbase applications. Journal of Materials in Civil Engineering, 25(8), 1077-1088. http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000652
- Asociación Española de Gestores de Residuos de Construcción y Demolición. (2012). Proyecto GEAR. Guía española de áridos reciclados procedentes de residuos de construcción y demolición (RCD). https://www.btbab.com/wp-content/uploads/documentos/legislacion/Guia Gerd 2012.pdf
- Ayuso, A.D.; Olías, I.; Torroja, J.; Castanedo, F.J.; Oteo C. (2000). Caracterización de los materiales yesíferos del Mioceno de la cuenca de Madrid para su utilización en cuerpo de terraplenes y realización de un terraplén experimental. Simposio sobre Geotecnia de las Infraestructuras del Transporte. Barcelona.
- Barbudo, M.A. (2012). Aplicaciones de los áridos reciclados procedentes de residuos de construcción y demolición en la construcción de infraestructuras viarias. Tesis Doctoral. Universidad de Córdoba
- Barbudo, A.; Galvín, A.; Agrela, F.; Ayuso, J.; Jiménez, J.R. (2012). Correlation analysis between sulphate content and leaching of sulphates in recycled aggregates from construction and demolition wastes. Waste Management 32 (2012) 1229–1235
- BOE nº 85 (2022). Ley 7/2022 de 8 de abril de 2022 *Ley de Residuos y Suelos Contaminados* para una Economía Circular.
- CEDEX (2014). Catálogo de residuos utilizables en la construcción. Residuos de construcción y demolición. http://www.cedexmateriales.es/catalogo-de-residuos/35/residuos-de-construccion-y-demolicion/

CEN/TC 154 Áridos

CEN/TC 292 Caracterización de residuos

CEN/TC 351 Productos de construcción

- Cerema. Setra (2011). Acceptabilité environnementale de matériaux alternatifs en technique routière Les matériaux de déconstruction issus du BTP. http://www.bretagne.developpementdurable.gouv.fr/IMG/pdf/2016-01_guide_setra_materiaux_de_deonstruction_du_btp.pdf
- Chai, J.C.; Onitsuk, K.; Hayashi, S. (2009) Cr(VI) concentration from batch contact/tank leaching and column percolation test using fly ash with additives. J. Hazard. Mater. 166, 67–73
- Cinderela (2021). D5.5. End of Waste criteria protocol for waste used as aggregates. https://ec.europa.eu/research/participants/documents/downloadPublic?documentIds=080166e 5ddd89bcf&appId=PPGMS
- Colegio de Ingenieros Técnicos de Obras Públicas de Castilla y León. (2019). *Recomendaciones de uso de áridos fabricados con RCD's*. http://www.agerdcyl.es/pdf/Gu%C3%ADa-CITOPCyL-Recomendaciones-uso-%C3%A1ridos-con-RCDs-Oct19-comprimido.pdf
- DIN 19528:2009-01. Leaching of solid materials Percolation method for the joint examination of the leaching behaviour of inorganic and organic substancesEN 12620:2003+A1:2009. *Áridos para hormigón*.
- EN 933-1:2012 Ensayos para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 1: Determinación de la granulometría de las partículas. Método del tamizado
- EN 933-8:2012+A1:2015/1M:2016 Ensayos para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 8: Evaluación de los finos. Ensayo del equivalente de arena.
- EN 933-11:2009. Ensayos para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 11: Ensayo de clasificación de los componentes de los áridos gruesos reciclados.
- EN 1097-2:2021 Ensayos para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los áridos. Parte 2: Métodos para la determinación de la resistencia a la fragmentación
- EN 1097-6:2014 Ensayos para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los áridos. Parte 6: Determinación de la densidad de partículas y la absorción de agua.
- EN 1744-1:2010+A1:2013 Ensayos para determinar las propiedades químicas de los áridos. Parte 1: Análisis químico
- EN 1744-3:2003. Ensayos para determinar las propiedades químicas de los áridos. Parte 3: Preparación de eluatos por lixiviación de áridos.
- EN 1744-3:2003 Ensayos para determinar las propiedades químicas de los áridos. Parte 3: Preparación de eluatos por lixiviación de áridos
- EN 12457-1:2003. Caracterización de residuos. Lixiviación. Ensayo de conformidad para la lixiviación de residuos granulares y lodos. Parte 1: Ensayo por lotes de una etapa con una relación líquido-sólido de 2 l/kg para materiales con un alto contenido en sólidos y con un tamaño de partícula inferior a 4 mm (con o sin reducción de tamaño)
- EN 12457-2:2003. Caracterización de residuos. Lixiviación. Ensayo de conformidad para la lixiviación de residuos granulares y lodos. Parte 2: Ensayo por lotes de una etapa con una relación líquido-sólido de 10 l/kg para materiales con un tamaño de partícula inferior a 4 mm (con o sin reducción de tamaño)

- EN 12457-3:2003. Caracterización de residuos. Lixiviación. Ensayo de conformidad para la lixiviación de residuos granulares y lodos. Parte 3: Ensayo por lotes de dos etapas con una relación líquido-sólido de 2 l/kg y 8 l/kg para materiales con un tamaño de partícula inferior a 4 mm (con o sin reducción de tamaño).
- EN 12457-4:2003. Caracterización de residuos. Lixiviación. Ensayo de conformidad para la lixiviación de residuos granulares y lodos. Parte 4: Ensayo por lotes de una etapa con una relación líquido-sólido de 10 l/kg para materiales con un tamaño de partícula inferior a 10 mm (con o sin reducción de tamaño).
- EN 13242:2003+A1:2008. Áridos para capas granulares y capas tratadas con conglomerados hidráulicos para uso en capas estructurales de firmes.
- EN 14405:2017. Caracterización de residuos. Ensayo de comportamiento en la lixiviación. Ensayo de percolación de flujo ascendente (bajo condiciones específicas).
- EN 14997:2015. Caracterización de residuos. Ensayo de comportamiento durante la lixiviación. Influencia del pH en la lixiviación con control continuo de pH.
- Eurostat (2021). https://ec.europa.eu/eurostat
- Gálvez-Martos, J.L.; Styles, D.; Schoenberger, H.; Zeschmar-Lahl, B., (2018). Construction and demolition waste best management practice in Europe. Resour. Conserv. Recycl. 136, 166–178.
- Galvín, A.; Ayuso, J.; Agrela, F.; Barbudo A.; Jiménez J.R. (2013). *Analysis of leaching procedures for environmental risk assessment of recycled aggregate use in unpaved roads*. Construction and Building Materials 40 1207–1214.
- Galvín, A.; Ayuso, J.; García, I.; Jiménez, J.R.; Gutierrez, F. (2014). The effect of compaction on the leaching and pollutant emission time of recycled aggregates from construction and demolition waste. Journal of Cleaner Production 83 294-304
- GEAR (2012). Guía Española de Áridos Reciclados procedentes de Residuos de Construcción y Demolición. content/uploads/documentos/legislacion/Guia_Gerd_2012.pdf
- Gobierno Vasco (2009). Manual de Directrices para el uso de Áridos Reciclados en Obras Públicas de la Comunidad Autónoma del País Vasco.
- Gobierno Vasco (2012). Norma para el dimensionamiento de firmes de la Red de Carreteras del País Vasco.
- Harnas, F.R.; Rahardjo, H.; Wang, J.Y. (2013). Design of landfill cover using construction and demolition waste: material characterization and numerical modelling. In: Proc. 18th SEAGC Conference, 29–31 May, 2013, Singapore
- Herrador, R.; Pérez, P.; Garach, L.; Ordóñez J. (2012). Use of Recycled Construction and Demolition Waste Aggregate for Road Course Surfacing. Journal of Transportation Engineering, Vol. 138 Issue 2 - February
- Hollstein, F.; Wohllebe, M.; Herling, M.; Cacho, I.; Arnaiz S. (2017). Sorting of construction and demolition waste by hyperspectral-imaging. International HISER Conference on Advances in Recycling and Management of Construction and Demolition Waste 21-23 June 2017, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands
- ISO 17892-4:2019 Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de laboratorio de suelos. Parte 4: Determinación de la distribución granulométrica.

- ISO 17892-12:2019/A2:2022 Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de laboratorio de suelos. Parte 12: Determinación del límite líquido y del límite plástico.
- Jiménez J. R, Ayuso J., Agrela F., López M. and Pérez A. (2012). Utilisation of unbound recycled aggregates from selected CDW in unpaved rural roads. Resources, Conservation and Recycling 58 pp 88-97.
- Junta de Andalucía. (2010). Recomendaciones para la redacción de: Pliegos de Especificaciones Técnicas para el uso de materiales reciclados de residuos de construcción y demolición (RCD). (Microsoft Word - RECOMENDACIONES MATERIALES RCD\264s edicion1 abril10.doc) (aridosrcdandalucia.es)
- Junta de Andalucía (2015). Guía de áridos reciclados de residuos de construcción y demolición (RCD) de Andalucía Central.
- Junta de Andalucía (2016). *Catálogo de firmes y unidades de obra con áridos reciclados de RCD*. http://www.aridosrcdandalucia.es/rcd/wp-content/uploads/2017/03/Libro-catalogo-de-firmesvers-impresa-en-pdf.pdf
- Junta de Extremadura (2019). Borrador de Decreto por el que se aprueba el Pliego de Prescripciones Técnicas para el uso de áridos reciclados procedentes de RCD en Extremadura. http://extremambiente.juntaex.es/files/Decreto%20Reglamento%20T%C3%A9cnico%20RC D%20v1%2011-10-2019.pdf
- Kijjanapanich, P. (2013). Sulfate reduction for remediation of gypsiferous soils and solid wastes. Universit'e Paris-Est. English. Tesis doctoral.
- Linß, E.; Karrasch, A.; Landmann, M. (2017). Sorting of mineral construction and demolition wastes by near-infrared technology. International HISER Conference on Advances in Recycling and Management of Construction and Demolition Waste 21-23 June 2017, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands
- Löv, Å.; Larsbo, M.; Sjöstedt, C.; Cornelis, G.; Gustafsson, J.P.; Kleja, D.B. (2019) Evaluating the ability of standardised leaching tests to predict metal(loid) leaching from intact soil columns using size-based elemental fractionation. Chemosphere, 222, 453–460. [PubMed]
- McKelvey, D.; Sivakumar, V.; Bell, A.L.; McLaverty, G. (2002). Shear strength of recycled construction materials intended for use in vibro ground improvement. Ground Improv. 6, 59–68.
- Ministerio de Fomento (España) (2004). Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes (PG 3).
- Ministerio de Medio Ambiente (Finlandia) (2017). Government Decree on the Recovery of CertainWastesinEarthConstruction(843/2017).https://www.finlex.fi/en/laki/kaannokset/2017/en20170843.pdf
- Ministerio de Transportes (República Checa) (2011). TP 210 Užití recyklovaných stavebních demoličních materiálů do pozemních komunikací
- Ministry of VROM (1995). Building Materials Decree soil and surface water protection, Bulletin of acts and decrees ('Staatsblad'), no. 567,1995.
- Naka, A.; Yasutaka, T.; Sakanakura, H.; Kalbe, U.; Watanabe, Y.; Inoba, S.; Takeo, M.; Inui, T.; Katsumi, T.; Fujikawa, T.; et al. (2016). *Column percolation test for contaminated soils: Key factors for standardization*. J. Hazard. Mater. 2016, 320, 326–340. [PubMed]

- Nawagamuwa, U.P., Madarasinghe, D., Goonatillake, M., Karunarathna, H., Gunaratne, M., (2012). Sustainable reuse of Brownfield properties in Sri Lanka as a gabion fill material. In: ICSBE-2012: International Conference on Sustainable Built Environment, Kandy, Sri Lanka.
- NLT 114/99. Determinación del contenido en sales solubles de los suelos
- NLT 254/99. Ensayo de colapso en suelos
- NF-P-18-545. 2011. Granulats. Éléments de définition, conformité et codification
- prEN 16637-1. Productos de construcción. Evaluación de la emisión de sustancias peligrosas. Parte 1: Guía para la especificación de ensayos de lixiviación y de las etapas adicionales del ensayo.
- prEN 16637-2. Productos de construcción. Evaluación de la emisión de sustancias peligrosas. Parte 2: Ensayo horizontal de lixiviación de superficie dinámica.
- prEN 16637-3. Productos de construcción. Evaluación de la emisión de sustancias peligrosas. Parte 3: Ensayo horizontal de percolación con flujo ascendente
- QRB (2014). Qualitätssicherungssystem Recycling-Baustoffe Baden-Württemberg e.V. https://www.rzens.de/images/download/QRB-Broschuere.pdf
- Quina, M.J.; Bordado, J.C.M.; Quinta-Ferreira, R.M. (2011). Percolation and batch leaching tests to assess release of inorganic pollutants from municipal solid waste incinerator residues. Waste Management 2011, 31, 236–245.
- Rahman, M.A.; Imteaz, M.; Arulrajah, A.; Disfani, M.M. (2014). Suitability of recycled construction and demolition aggregates as alternative pipe backfilling materials. J. Cleaner Prod. 66, 75–84
- Real Decreto 1481/2001 de 27 de diciembre, por el que se regula la eliminación de residuos mediante depósito en vertedero.
- Real Decreto 105/2008, de 1 de febrero, por el que se regula la producción y gestión de los residuos de construcción y demolición.
- Real Decreto 646/2020, de 7 de julio, por el que se regula la eliminación de residuos mediante depósito en vertedero.
- Santana, M.; Cano, H.; Higuera, C. (2019). Caracterización de los RCD's para su uso en terraplenes: El caso español. XXVIth World Road Congress. 6-10 October 2019, Abu Dhabi (United Arab Emirates).
- Saveyn, H.; Eder, P.; Garbarino, E.; Muchova, L.; Hjelmar, O.; van der Sloot, H.; Comans, R.; van Zomeren, A.; Hyks, J.; Oberender, A. (2014). Study on Methodological Aspects Regarding Limit Values for Pollutants in Aggregates in the Context of the Possible Development of Endof-Waste Criteria Under the EU Waste Framework Directive. JRC Technical Report. EUR 26769
- Silva R.V., de Brito J., Dhir R.K. (2015). Properties and composition of recycled aggregates from construction and demolition waste suitable for concrete production. Construction and Building Materials 65 201-217
- Sharkawi, A., Almofty, S. and Abbass, E. (2016). Performance of Green Aggregate Produced by Recycling Demolition Construction Wastes (Case Study of Tanta City) Engineering, 8, 52-59. doi:10.4236/eng.2016.82006

- Soriano A. (2006). *Terraplenes con materiales yesíferos en la Radial R-4*. Contrastes de las soluciones geotécnicas aplicadas a los accesos de Madrid. Madrid, 26 de octubre de 2006.
- Statutory Order no. 1662/ 2010 on recycling of residual products and soil in building and construction work (Denmark).
- UNE 103204:2019 Determinación del contenido de materia orgánica oxidable de un suelo por el método del permanganato potásico
- UNE 103502:1995 Método de ensayo para determinar en laboratorio el índice C.B.R. de un suelo
- UNE 103601:1996 Ensayo del hinchamiento libre de un suelo en edómetro
- Vegas, I.; Broos, K.; Nielsen, P.; Lambertz, O.; Lisbona, A. (2015). Upgrading the quality of mixed recycled aggregates from construction and demolition waste by using near-infrared sorting technology. Construction and Building Materials 75 121-128.
- Vieira C.S., Pereira P.M., Lopes M.L. (2016). Recycled Construction and Demolition Wastes as filling material for geosynthetic reinforced structures. Interface properties. Journal of Cleaner Production. Vol 124, 15, June, pp 299-311.

CISALHAMENTO DIRETO DE LASTRO FERROVIÁRIO: MODELO NUMÉRICO E SUA CALIBRAÇÃO

Direct shear of railway ballast: numerical model and its calibration

Sílvio Tumelero de Moraes^a, Paulo Pereira^b, Alfredo Gay Neto^a, Liedi Bernucci^b, Rosângela Motta^b, Edson Moura^b

^a Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Universidade de São Paulo, Brasil

^b Departamento de Engenharia de Transportes, Universidade de São Paulo, Brasil

RESUMO – Esse trabalho objetiva comparar as formas de representação, por meio de modelagem numérica computacional pelo Método dos Elementos Discretos (MED), do lastro ferroviário, quando submetido ao ensaio da caixa de cisalhamento direto. Os parâmetros de maior variabilidade na literatura são analisados: coeficiente de atrito, módulo de elasticidade e coeficiente de resistência ao rolamento. Essa análise ocorre com a finalidade de compreender como estes afetam o resultado macroscópico final da simulação de calibração, verificando-se tanto a tensão de cisalhamento quanto a variação volumétrica. Comparam-se modelos compostos por partículas esféricas e poliédricas digitalizadas, sendo possível verificar a dificuldade do modelo composto por partículas esféricas em alcançar o nível de tensão esperado, adicionalmente à variação volumétrica, não se conseguindo representar a contração inicial vista em laboratório. Por fim, foram possíveis melhores calibrações empregando-se o modelo composto por partículas poliédricas digitalizadas, que proveram melhor descrição do nível de tensão e variação volumétrica do material de lastro.

ABSTRACT – This paper aims to compare the representation of the railway ballast, through computational modeling by the Discrete Element Method (DEM), when submitted to the direct shear box test. The parameters of greatest variability in the literature are analyzed: coefficient of friction, modulus of elasticity and coefficient of rolling resistance. This analysis appears in order to understand how these parameters affect the final macroscopic result of the calibration simulation, verifying both the shear stress and the volumetric variation. Models composed of spherical particles are compared with models composed of digitalized polyhedral particles. It was possible to verify the difficulty of spherical particle models in reaching the expected stress level, such as well initial contraction denoted by the volumetric variation seen in laboratory. Finally, it was possible to better calibrate the model through the digitalized polyhedral particles, which provided a better description for the stress level and volumetric variation of the ballast material.

Palavras Chave - Método dos elementos discretos, calibração, cisalhamento direto.

Keywords - Discrete element method, calibration, direct shear.

E-mails: silvio.tumelero@usp.br (S. Tumelero), paulompereira@usp.br (P. Pereira), alfredo.gay@usp.br (A. Neto), liedi@usp.br (L. Bernucci), rosangela.motta@usp.br (R. Motta), edmoura@usp.br (E. Moura)

ORCID: orcid.org/0000-0001-7583-0955 (S. Tumelero), orcid.org/0000-0002-4499-9384 (S. Tumelero), orcid.org/0000-0002-3961-1488 (A. Neto), orcid.org/0000-0002-4768-0993 (L. Bernucci), orcid.org/0000-0002-6005-8285 (R. Motta), orcid.org/0000-0003-0370-4532 (E. Moura)

1 – INTRODUÇÃO

A camada de lastro é um dos principais componentes de uma via férrea, possuindo a função de receber os esforços transmitidos pelos dormentes e distribui-los em níveis aceitáveis para as camadas subjacentes, além de propiciar uma elasticidade adequada à via, permitir a drenagem da via e facilitar as manutenções de socaria através do rearranjo de suas partículas (Selig e Waters 1994). No estudo do comportamento mecânico do lastro ferroviário, um dos modelos numéricos computacionais mais efetivamente aplicados têm sido o Método dos Elementos Discretos (MED) por considerar o comportamento complexo dos movimentos e das interações das partículas de materiais granulares de maneira individual (Mortensen et al. 2021). Entretanto, tal como qualquer outro modelo numérico, para que os resultados das simulações através do MED sejam verdadeiros e acurados, é necessária a calibração de parâmetros importantes deste modelo (Guo et al. 2020).

De acordo com Marigo e Stitt (2015) uma das principais dificuldades para a aplicação industrial do MED é determinar de forma eficiente os parâmetros de entrada dos materiais para as simulações. Ademais, nos problemas industriais, geralmente as partículas são irregulares e em grandes quantidades, o que dificulta, em termos de custo computacional, a obtenção dos resultados.

É evidente que a forma geométrica das partículas é importante para o comportamento final de uma simulação. Por exemplo, em um estudo realizado por Gajjar et al. (2021) verificou-se o efeito de segregação ocorrido entre dois grãos com formatos diferentes, em que um tipo de grão movia-se para a superfície na presença de vibração. Além disso, a pesquisa de Höhner et al. (2015) revela as diferenças na vazão de um funil somente com a alteração da forma das partículas, quanto maior a esfericidade, maior a vazão observada.

A utilização de formas de partículas não realistas implica em um processo de calibração mais complexo, exigindo, frequentemente, o uso de parâmetros também não realistas, a fim de compensar a falta de fidelidade geométrica. Um desses parâmetros é o coeficiente de resistência ao rolamento, que aplica um momento contrário ao movimento de forma a dificultar a rotação, tentando, por exemplo, conotar a uma partícula esférica um comportamento de uma partícula não esférica (alongada, cúbica ou até mesmo côncava).

Logo, a busca pela representação de partículas com forma mais realista cresce na literatura. Diversos são os trabalhos que utilizam, por exemplo, escâneres a laser (Ferellec et al. 2017) e fotogrametria (Paixão et al. 2018) para retratar os grãos. Todavia, independente do processo de captação da geometria, para esta poder ser empregada numa simulação, é necessário um processo de simplificação (Guo et al. 2020).

A geometria da partícula pode ser representada de diversas formas. O presente artigo traz uma comparação entre esferas e poliedros, obtidos a partir da digitalização de uma amostra de lastro da Estrada de Ferro Carajás (EFC), uma das mais importantes ferrovias de transporte de cargas do Brasil. As esferas, por exemplo, são as partículas mais convenientes em um modelo para fins de detecção de contato, entretanto, dependendo da partícula que se deseja representar, esta pode trazer prejuízos à descrição mecânica do sistema (Han et al. 2020). Por outro lado, também tem-se a possibilidade de se modelar uma partícula como um aglomerado de esferas, resultando em um custo computacional razoável e lidando bem com concavidades, mas de difícil replicabilidade quanto à angularidade (Suhr e Six 2020). Por fim, a utilização de poliedros permite formas mais fidedignas, porém, é uma opção mais cara computacionalmente e exige uma drástica redução do número de faces para que se torne viável.

É importante ressaltar que a calibração dos parâmetros das partículas apresenta limitações. Ao usar um ensaio como referência para calibração do modelo numérico, Wensrich e Katterfeld (2012) perceberam que, através de diversas combinações de parâmetros (no caso, coeficiente de atrito e coeficiente de resistência ao rolamento), foi possível alcançar o mesmo resultado macroscópico final do ensaio de calibração. Assim, para a utilização de partículas não realistas, com necessidade de emprego do coeficiente de resistência ao rolamento, apenas um ensaio de calibração não é suficiente
para calibrar o modelo (Roessler et al. 2019). Com isto, um modelo pode estar calibrado para um tipo de ensaio, porém não apresenta resultados confiáveis para outro tipo.

O ensaio de cisalhamento direto mostra-se interessante para a calibração, através de dois resultados distintos: a resistência ao cisalhamento entre partículas e a variação volumétrica da caixa em decorrência do rearranjo delas durante o cisalhamento. Dessa forma, busca-se, neste artigo, calibrar um modelo numérico através desse ensaio, tendo como referência um ensaio laboratorial de literatura. Os ensaios de sensibilidade paramétrica executados na presente contribuição permitem um entendimento mais aprofundado sobre o que é preciso fazer para calibrar uma simulação de cisalhamento direto, quais parâmetros não possuem grande influência e quais são essenciais. Esse estudo criterioso possibilita um processo de calibração mais eficiente, demonstrando que a geometria e o módulo de elasticidade das partículas são as chaves para este feito.

2 – MÉTODO DOS ELEMENTOS DISCRETOS

O MED é uma abordagem numérica que consiste em utilizar leis e/ou modelos para determinar a força resultante em cada elemento e, assim, determinar o movimento dos corpos para cada intervalo de tempo. Ele tem como premissa fundamental que, a partir da solução do movimento de cada partícula, é possível determinar o comportamento global de um conjunto de partículas (Campello 2018).

Esse método foi introduzido à comunidade científica por Cundall e Strack (1979), quando foi validado o primeiro programa a aplicá-lo, o BALL, desenvolvido para a análise bidimensional de discos. A abordagem utilizada é baseada na ideia de que o intervalo de tempo é pequeno o suficiente para que os distúrbios não se propaguem além de seus vizinhos imediatos, tornando o método viável computacionalmente (Cundall e Strack 1979).

Apesar de a solução de contato envolvendo discos e esferas ser a mais eficiente, perde-se o intertravamento entre os grãos (Guo et al. 2020). Dentro deste contexto, a forma da partícula é considerada essencial para a representação mais fidedigna de alguns tipos de grãos, como os que compõem o lastro ferroviário. Em uma caixa de cisalhamento direto, Zhao et al. (2015) encontraram uma relação direta entre a angularidade das partículas, tensão de cisalhamento e dilatação. Segundo Suhr e Six (2020), a angularidade é amplamente discutida na literatura, enquanto a sua concavidade é negligenciada. Gay Neto e Wriggers (2021) propuseram uma nova técnica de tratamento de contato que permite lidar de forma robusta com geometrias poliédricas complexas, incluindo formas côncavas.

O uso de partículas esféricas pode vir associado a um parâmetro adicional denominado por "coeficiente de resistência ao rolamento". Com este, modela-se o surgimento de um momento que se opõe ao movimento de rolamento da partícula. Segundo Ai et al. (2011), esse coeficiente apresenta a função de incorporar às partículas esféricas o comportamento de partículas não esféricas ou de irregularidades superficiais.

O Rocky DEM (ESSS 2020) é o programa comercial de elementos discretos de abordagem explícita que foi escolhido para realizar as simulações necessárias para este trabalho, apresentando aceleração gráfica através de GPU e possibilidade de processamento em paralelo. Outrossim, permite trabalhar com vários tipos de formas de partículas, possibilitando importar qualquer geometria no formato STL (*Standard Tessellation Language*). A abordagem empregada para a solução do contato é denominada "macia" (*soft*), a qual baseia-se em sobreposições (*overlaps*) proporcionais aos módulos de elasticidade dos materiais em contato.

No Rocky DEM, cada intervalo de tempo é definido como uma fração do período de oscilação de um sistema massa-mola equivalente:

$$2\pi\sqrt{\frac{m}{K}}\tag{1}$$

105

onde m e K são valores críticos da massa e rigidez. Para o modelo de contato normal escolhido neste trabalho, o *Hertzian Spring-Dashpot*, a rigidez pode ser definida como uma relação entre o módulo de elasticidade equivalente entre as partículas em contato (E) e o seu tamanho equivalente (L), logo,

$$K = \frac{4}{3}E\sqrt{L} \tag{2}$$

Dessa forma, é perceptível que a rigidez está correlacionada ao módulo de elasticidade e ao tamanho da partícula. Sendo assim, quanto maior o módulo de elasticidade dos materiais utilizados, maior a rigidez e menor o passo de integração no tempo que deve ser utilizado na solução do modelo numérico (condição de Courant), logo, a simulação é mais custosa computacionalmente.

3 – ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

O ensaio de cisalhamento direto consiste na inserção de partículas dentro de uma caixa bipartida, seguida de uma aplicação de carga vertical constante no topo, enquanto impõe-se um deslocamento lateral constante em uma das metades. Assim, a força lateral de reação é medida na metade fixa e, como o plano de cisalhamento é conhecido, determina-se a tensão de cisalhamento entre as partículas em função do deslocamento lateral (Figura 1a). Identificam-se dois pontos importantes nessa curva: a tensão de pico, que é considerada a tensão de ruptura ou tensão máxima, e a tensão residual, que o material sustenta após ultrapassada a tensão de cisalhamento. O comportamento obtido por Marangon (2018), expresso na Figura 1, foi observado em areias no estado solto e denso, no entanto é perceptível grandes similaridades com o comportamento do lastro ferroviário, apenas com uma grande distinção de escala das partículas.

Vale ressaltar que a tensão de cisalhamento de pico aumenta conforme a sua compactação e que, se o material não apresentar nenhum grau de compactação, teoricamente, a tensão de cisalhamento residual será a tensão máxima (Figura 1a).



Fig. 1 – (a) Gráfico típico da tensão de cisalhamento e variação volumétrica para areia no estado denso e solto.

Outro dado obtido a partir deste ensaio é a variação volumétrica (Figura 1b), caracterizada pelo deslocamento vertical da placa de aplicação de carga. O comportamento dessa curva geralmente é subdividido em duas etapas: contração e dilatação. A primeira etapa consiste em um rearranjo das partículas, dependendo primordialmente da porosidade inicial da camada e da tensão aplicada (Reis 2006). Caso inicialmente a camada tenha uma alta porosidade (Figura 2a), quando é aplicada uma carga, ocorrerá um rearranjo das partículas, levando a uma retração volumétrica (Figura 2b); conforme o deslizamento ocorre, as partículas vão se reacomodando e causando uma expansão volumétrica (Figura 2c). Pode ser que as partículas já estejam, inicialmente, com um grau de compactação elevado e, assim, a fase do rearranjo das partículas é branda; mais aspectos conceituais podem ser vistos em Rowe (1962).



Fig. 2 – Analogia referente à retração e expansão volumétrica: (a) no início, com porosidade elevada, (b) após a aplicação de carga vertical, quando ocorre o rearranjo, e (c) a dilatação que ocorre, conforme o deslocamento lateral.

Para poder realizar o ensaio de cisalhamento direto em lastro, de forma fidedigna, é necessária uma caixa de cisalhamento de dimensões consideradas grandes, pois esta precisa, pelo menos, comportar partículas de até 63 mm. O tamanho da caixa de cisalhamento é essencial para a correta determinação da resistência ao cisalhamento entre os grãos, devendo estar de acordo com a norma D3080 (ASTM, 2011).

Segundo Stark et al. (2014), caso os requisitos da norma sobre as dimensões mínimas da amostra não sejam satisfeitos, o efeito de confinamento causado pelas paredes da caixa de cisalhamento pode aumentar o valor da tensão e ser incongruente com as condições em campo. De acordo com Estaire e Santana (2018), ao comparar uma caixa com seção de cisalhamento de 1 x 1 m com uma de 0,3 x 0,3 m, observaram que a caixa de cisalhamento menor gerou medidas de tensões de cisalhamento de pico 40 a 60% maiores.

4 – SIMULAÇÃO DE CALIBRAÇÃO

O procedimento de calibração é essencial para a obtenção de dados coerentes através do MED. O resultado laboratorial do ensaio de cisalhamento direto desenvolvido por Estaire e Santana (2018) será utilizado como base para a calibração do modelo computacional deste trabalho. Dessa forma, foi desenvolvida uma caixa de cisalhamento conforme as dimensões laboratoriais, com um plano de cisalhamento quadrado (1 m²) e uma altura de amostra de aproximadamente 50 cm.

A velocidade de cisalhamento usada em laboratório em testes de cisalhamento direto normalmente é próxima de 1 mm/min. Para simulações computacionais, essa velocidade implicaria em um elevado custo computacional, pois aumentaria o número de intervalos de tempo necessários para concluir a simulação. Dessa forma, Stahl e Konietzky (2011) utilizaram uma velocidade de 0,01 m/s e afirmam que esse aumento não gera discrepância significante nos resultados.

Como etapas da simulação numérica, inicialmente as partículas são soltas, dentro da caixa de cisalhamento, de uma altura de 0,20 m do seu topo (Figura 3a); esse processo tem duração de 1 s. É permitido 0,5 s para o assentamento residual das partículas. Após esse intervalo, assenta-se

vagarosamente a placa de compressão sobre a amostra; em seguida, começa-se a aplicar uma força fixa, com tensão equivalente à 196 kPa na direção vertical para baixo (Figura 3b), e impõe-se um deslocamento lateral, com velocidade contínua de 0,01 m/s na metade inferior da caixa de cisalhamento (Figura 3c). Foi realizado o cisalhamento até o deslocamento máximo de 0,18 m, logo, a tensão neste ponto será denominada tensão residual e o tempo total de simulação é de 19,5 s. A faixa granulométrica de 25 a 63 mm e implica na utilização de cerca de 10 mil partículas.

O computador empregado para o processamento das simulações possui placa de vídeo NVIDIA Quadro RTX 5000 16 GB GDDR6, CPU Intel Xeon 3104 1,70 GHz e 64 GB de RAM.



Fig. 3 – Caixa de cisalhamento: (a) inserindo as partículas, (b) aplicando uma força vertical para baixo e (c) impondo um deslocamento lateral constante.

Ademais, ao comparar o lastro utilizado por Estaire e Santana (2018) e o amostrado na EFC para este trabalho, é perceptível a existência de grandes similaridades (Quadro 1). Dessa forma, a comparação do resultado da caixa de cisalhamento direto entre ambas é apropriada para sua calibração.

O lastro ensaiado por Estaire e Santana (2018) é considerado novo, sem degradação, e a faixa granulométrica contém partículas compreendidas entre as peneiras de 63 e 25 mm, assim como o lastro da EFC. Ademais, as amostras são ensaiadas no estado solto e as massas específicas dos grãos são similares.

	Lastro EFC	Lastro Estaire e Santana (2018)	
Material	Granito	nito Andesito	
Tipo de rocha	Magmática	Magmática	
Massa específica	2641 kg/m ³	2620 kg/m ³	
Granulometria	AREMA Nº 24	AREMA Nº 24	

Quadro 1 – Comparação entre o lastro da EFC e o de Estaire e Santana (2018).

Foi realizada a digitalização de 90 partículas de lastro da EFC. As partículas foram simplificadas para poliedros com 24 faces cada uma, chamadas de partículas poliédricas digitalizadas. O procedimento de digitalização e simplificação são descritos por Moraes et al. (2020).

4.1 - Parametrização

Os parâmetros de material e contato são essenciais para a correta representação do comportamento do lastro. Eles dependem das propriedades dos materiais e suas interações. No

entanto, alguns desses valores variam consideravelmente na literatura. Na literatura (Quadro 2), os *clusters* (aglomerados de esferas) são muito utilizados como uma forma de representar a geometria do lastro e manter o custo computacional controlado, dependendo do número de esferas por partículas. No entanto, os poliedros digitalizados seriam uma maneira de representar a partícula de forma mais fidedigna, devido à sua angularidade preservada.

De acordo com a literatura analisada (Quadro 2), pode-se dizer que não houve grande variação do coeficiente de Poisson adotado nas simulações de lastro ferroviário. Ademais, a maioria dos coeficientes de restituição apresentam valores baixos, em que quanto menor o valor, mais simplificado é o processo de deposição e compactação, já que a energia é dissipada mais rapidamente (Azéma et al. 2009).

Gonzáles (2015) afirma que o coeficiente de atrito estático entre partículas de lastro varia de 0,57 a 0,84; observando o Quadro 2, percebe-se uma variação de 0,4 a 0,9. Esse é um dos parâmetros mais utilizados para a calibração dos modelos, sendo geralmente aplicado para compensar algumas falhas na representação geométrica das partículas.

De acordo com Gonzáles (2015), o módulo de elasticidade varia de 2 a 9 GPa em rochas. Entretanto, com esses valores, os passos de tempo (*timesteps*) requeridos para rodar as simulações são muito pequenos, tornando o custo computacional demasiadamente elevado. Portanto, o número

Referência	Módulo de Elasticidade (GPa)	Coef. de restituição	Coef. de atrito est. (entre partículas)	Coef. de resistência ao rolamento	Massa específica (kg/m³)	Coef. de Poisson	Forma
Mortensen et al. (2021)	60	-	0,7	-	2700	0,1	Cluster
Danesh et. al. (2020)	-	-	0,6	-	2500	-	Cluster
Bian et al. (2019)	-	-	0,6	-	2850	-	Poliedro Dig.
Kumar et al. (2019)	30	-	0,45	-	2660	0,2	Cluster
Paim da Silva (2018)	0,25	0,15	0,5	0,2	2775	-	Poliedro
Kim et al. (2018)	-	0,2	0,57	-	2640	-	Cluster
Khatibi et. al. (2017)	-	-	0,9	-	2600	0,2	Cluster
Ferellec et al. (2017)	-	0	0,8	-	2700	-	Poliedro Dig.
Gonzáles (2015)	0,12	0,4	0,6	0,3	2700	0,18	Cluster
Wang et al. (2015)	0,5 a 1	-	0,5	-	2600	-	Cluster
Ngo et al. (2014)	-	-	0,8	-	2700	-	Cluster
Hoang et al. (2011)	-	-	0,7	-	-	-	Poliedro
Tutumluer et al. (2009)	-	-	0,7	-	-	-	Poliedro Dig.
Cheng e Minh (2009)	-	-	0,5	-	2650	-	Discos
Azéma et al. (2009)	-	0	0,5	-	-	-	Poliedro Dig.

Quadro 2 - Revisão bibliográfica das características e parâmetros da modelagem computacional do lastro ferroviário.

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 155 – julho/julio/july 2022 – pp. 103-117 https://doi.org/10.14195/2184-8394_155_5 – © 2022 Sociedade Portuguesa de Geotecnia razoável adotado por aquele autor foi 0,12 GPa. É comum na literatura encontrar valores entre 0,1 a 1 GPa (Quadro 2), embora Kumar et al. (2019) tenham utilizado 30 GPa e dependendo do tipo do material do lastro pode chegar até 60 GPa, em concordância com Mortensen et al. (2021). Battini (2012), que realizou extensa revisão bibliográfica sobre o módulo de elasticidade do lastro, encontrou uma variabilidade de 0,10 a 0,35 GPa nesse parâmetro.

Sobre a distinção do coeficiente de atrito em estático e dinâmico, poucos são os estudos que os diferenciam. Com base na literatura analisada, apenas Paim da Silva (2018) adotou um valor diferente para o coeficiente de atrito dinâmico: 0,4 (diferença de 0,1 entre os coeficientes).

Os parâmetros a serem calibrados são aqueles de maior incerteza e variabilidade. Para poder realizar um ensaio de calibração é necessário entender como cada parâmetro de entrada afeta o comportamento global da amostra. Em suma, ao analisar a literatura para os parâmetros de material e contato das partículas de lastro ferroviário, percebe-se grande discrepância quanto ao módulo de elasticidade (E) e os coeficientes de atrito estático (A) e dinâmico. Além de discutir o coeficiente de resistência ao rolamento (RR) para esferas.

Os parâmetros adotados para as simulações deste trabalho estão expressos no Quadro 3. O coeficiente de atrito dinâmico adotado será sempre 0,1 menor que o estático.

Parâmetro	Тіро	Valor	Тіро	Valor
Massa específica	Durania da da da	2620 kg/m ³	Durania da da da	2700 kg/m ³
Módulo de Elasticidade	propriedade da partícula	0,25 a 5,00 GPa	caixa	70,00 GPa
Coeficiente de Poisson	Particula	0,20		0,30
Coef. Atrito Estático	Propriedade de	0,50 a 1,00	Propriedade de	0,40
Coef. Atrito Dinâmico	contato partícula-	0,40 a 0,90	contato partícula-caixa	0,40
Coef. Restituição	partícula	0,10		0,10

Quadro 3 – Parâmetros adotados para as simulações deste trabalho.

5 - RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 - Estudo paramétrico

Ao analisar a influência do coeficiente de atrito no comportamento das partículas esféricas (Figura 4), fica evidente que somente com a sua alteração não é possível alcançar os níveis de tensão de cisalhamento obtidos em laboratório por Estaire e Santana (2018). Ademais, os resultados do gráfico de volumetria mostram grande discrepância do resultado esperado, em especial pela falta de uma contração inicial significativa.

Assim, para a utilização de partículas esféricas, surge a necessidade de uso do coeficiente de resistência ao rolamento, como uma forma de simular o intertravamento fornecido pela geometria das partículas poliédricas digitalizadas. Através da Figura 5 é perceptível que o emprego desse parâmetro permite alcançar valores de tensão de cisalhamento mais elevados que os anteriormente observados, entretanto, não foi possível obter o mesmo comportamento, já que para a curva em que o valor residual é similar ao resultado de Estaire e Santana (2018) o valor de pico é muito superior ao esperado. Considerando a resistência ao rolamento de 0,3 como a que melhor se aproximou da curva de literatura no trecho de 0,10 a 0,18 m de deslocamento horizontal, o valor de pico foi aproximadamente 58% maior. Ademais, o comportamento da curva volumétrica não pôde ser replicado adequadamente.



Fig. 4 – Gráfico da (a) tensão de cisalhamento e da (b) variação volumétrica obtidos através do ensaio de cisalhamento direto para comparação da influência do coeficiente de atrito (A) para partículas esféricas.

Ao comparar as partículas esféricas com as partículas poliédricas digitalizadas é possível ver como a quantidade de informação presente na forma da partícula é capaz de interferir no resultado de uma simulação. Do mesmo modo, é interessante observar que no início do deslocamento (até 0,40 m) as tensões de cisalhamento foram similares, e depois começaram a se distanciar. Já ao analisar a variação volumétrica, fica evidente que as partículas esféricas apresentaram uma contração inicial muito baixa, seguida de uma acentuada expansão. O comportamento evidenciado pelas partículas esféricas é típico de uma amostra mais compactada, apresentando um pico inicial na tensão de cisalhamento e baixa contração, o que é possível confirmar através do Quadro 4.

Analisando a influência do módulo de elasticidade (Figura 6), percebe-se discrepância preponderante na rigidez inicial da amostra. No entanto, ambas as curvas tendem a convergir ao final do ensaio. Vale ressaltar que o módulo de elasticidade foi o responsável pelo valor de pico. As diferenças no gráfico de variação volumétrica são mais significativas para as partículas poliédricas, que apresentaram maior contração inicial e menor expansão, sendo esse comportamento característico de uma amostra menos densa. A contração inicial maior também é influenciada pelos maiores valores de *overlap* entre as partículas.

O *overlap* é um dos artificios computacionais que podem ser usados para tratar os corpos como não rígidos, permitindo uma flexibilidade local no contato. Por construção, a quantidade dessa sobreposição entre os corpos está diretamente correlacionada com o módulo de elasticidade. Isso é perceptível através do Quadro 4, já que aumentando o módulo de elasticidade em 20 vezes tem-se uma redução do *overlap* médio em cerca de 7 vezes. Ademais, o Quadro 4 também deixa evidente a influência do módulo de elasticidade e da forma da partícula no custo computacional. Outrossim,



Fig. 5 – Gráfico da (a) tensão de cisalhamento e da (b) variação volumétrica obtidos através do ensaio de cisalhamento direto para comparação da influência do coeficiente de resistência ao rolamento (RR) para partículas esféricas.

é notório que o *overlap* interfere significativamente na massa específica aparente, que considera o volume de vazios da amostra, e deve ser tratado com atenção, já que valor de *overlap* excessivo altera a geometria local da partícula e pode gerar resultados inconsistentes.

Forma	Módulo de Elasticidade (GPa)	Massa específica aparente (kg/m³)	Média <i>overlap</i> (mm)	Custo computacional (h)
Esférica	0,25	1688	0,490	0,7
Esférica	5,00	1628	0,072	2,8
Poliédrica	0,25	1608	0,470	13,5
Poliédrica	5,00	1531	0,066	47,0

Quadro 4 – Influência da forma e módulo de elasticidade no comportamento da amostra simulada.

Por fim, o resultado calibrado corresponde a curva das partículas poliédricas digitalizadas (A=0,5, RR=0 e E=5GPa) da Figura 6. É perceptível que a adoção das partículas poliédricas ajudaram significativamente na forma das curvas, em especial na variação volumétrica do sistema, que não obteve boa representabilidade através de partículas esféricas, até mesmo com o coeficiente de resistência ao rolamento.



Partículas Esféricas (A=0,5, RR=0 e E=5GPa)

······ Partículas Poliédricas Digitalizadas (A=0,5, RR=0 e E=0,25GPa)

Partículas Poliédricas Digitalizadas (A=0,5, RR=0 e E=5GPa)

Estaire e Santana (2018)



Fig. 6 – Gráfico da (a) tensão de cisalhamento e da (b) variação volumétrica obtidos através do ensaio de cisalhamento direto para comparação da influência da forma e módulo de elasticidade.

5.2 - Análise do comportamento global das partículas

A fim de compreender melhor o comportamento global das partículas quando submetidas ao ensaio de cisalhamento direto, em especial quanto à variação volumétrica da amostra, analisou-se, para a simulação calibrada, uma seção intermediária transversal ao cisalhamento, e comparou-se a condição do lastro no início (Figura 7a) e no fim da simulação (Figura 7b). Por conseguinte, observou-se uma maior quantidade de vazios ao final da simulação. Ao verificar a trajetória das partículas durante a simulação de cisalhamento direto (Figura 8), é interessante notar que as partículas da camada inferior não apresentaram nenhuma movimentação significativa além do deslocamento lateral imposto. É possível perceber, ao analisar a camada superior, uma tendência de





ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 155 – julho/julio/july 2022 – pp. 103-117 https://doi.org/10.14195/2184-8394 155 5 – © 2022 Sociedade Portuguesa de Geotecnia rotação no sentido horário e ascensão das partículas. Já, no plano de cisalhamento, vale observar a formação de um vórtice no lado direito, que contribui no efeito rotacional das partículas.



Fig. 8 – Visualização da trajetória das partículas (com setas de tendência destacadas) durante a simulação do ensaio de cisalhamento direto: (a) vista frontal e (b) vista lateral.

6 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho calibrou-se um modelo computacional de lastro ferroviário através do MED utilizando-se resultados de um ensaio laboratorial de cisalhamento direto obtido em literatura. O estudo de sensibilidade paramétrica realizado permite que usuários compreendam *a priori* a influência de cada parâmetro e saibam quais ajustar para melhor calibração do modelo numérico.

Esse estudo revelou que o coeficiente de atrito teve pouca influência nos valores de tensão de cisalhamento da amostra de partículas, avaliada utilizando-se partículas esféricas, enquanto o coeficiente de resistência ao rolamento influenciou significativamente nos resultados. Porém, o comportamento das curvas de tensão de cisalhamento e variação volumétrica para a amostra de partículas não foram satisfatórios, tendo em vista a discrepância gerada entre o valor de pico e o residual. Ademais, as partículas esféricas apresentaram baixíssimo grau de compressão inicial, quando analisada a variação volumétrica.

Outrossim, destaca-se que o módulo de elasticidade, tanto para partículas esféricas quanto poliédricas, foi essencial para alcançar o formato de curva desejado, influenciando na rigidez inicial e no pico, sem alterações significativas no valor residual.

É interessante perceber que, ao utilizar partículas poliédricas digitalizadas, o valor da tensão de cisalhamento esperado foi facilmente alcançado, proporcionando um bom alinhamento entre a simulação e o resultado de literatura. A variação volumétrica também possui semelhança qualitativa com os dados laboratoriais. Dessa forma, fica evidente que a geometria irregular das partículas, modelada por meio de poliedros, causa um intertravamento importante, resultando em tensões de cisalhamento elevadas e prevendo o comportamento esperado na simulação de cisalhamento do lastro ferroviário.

7 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Vale S.A., pelo suporte através da Cátedra Under-Rail, e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), processo 304321/2021-4.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ai, J.; Chen, J.; Rotter, J.; Ooi, J. (2011). Assessment of rolling resistance models in discrete element simulations. Powder Technology, v. 206, n. 3, p. 269–282.
- ASTM D3080/D3080M (2011). Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions. ASTM International.
- Azéma, E.; Radjai, F.; Saussine, G. (2009). Quasistatic rheology, force transmission and fabric properties of a packing of irregular polyhedral particles. Mechanics of Materials, v. 41, n. 6, p. 729–741.
- Battini, J. M. (2012). *The non-linear influence of ballast on the vibrations of railway bridges*. Civil-Comp Proceedings, v. 99.
- Bian, X.; Li, W.; Qian, Y.; Tutumluer, E. (2019). Micromechanical Particle Interactions in Railway Ballast through DEM Simulations of Direct Shear Tests. International Journal of Geomechanics, v. 19, n. 5, p. 1–19.
- Campello, E. M. B. (2018). A computational model for the simulation of dry granular materials. International Journal of Non-Linear Mechanics, v. 106, p. 89–107.
- Cheng, Y. P.; Minh, N. H. (2009). *DEM investigation of particle size distribution effect on direct* shear behaviour of granular agglomerates. AIP Conference Proceedings, v. 1145, p. 401–404.
- Cundall, P. A.; Strack, O. D. L. (1979). A discrete numerical model for granular assemblies. Geotechnique, v. 30, n. 3, p. 331–336.
- Danesh, A.; Mirghasemi, A. A.; Palassi, M. (2020). Evaluation of particle shape on direct shear mechanical behavior of ballast assembly using discrete element method (DEM). Transportation Geotechnics, v. 23, p. 100357.
- ESSS (2020). Rocky DEM Technical Manual: version 4.3.
- Estaire, J.; Santana, M. (2018). Large Direct Shear Tests Performed with Fresh Ballast. Railroad Ballast Testing and Properties. ASTM International. p. 144–161.
- Ferellec, J.-F.; Perales, R.; Nhu, V.-H.; Wone, M.; Saussine, G. (2017). Analysis of compaction of railway ballast by different maintenance methods using DEM. EPJ Web of Conferences, v. 140, p. 15032.
- Gajjar, P.; Johnson, C. G.; Carr, J.; Chrispeels, K.; Gray, J. M. N. T.; Withers, P. J. (2021). Size segregation of irregular granular materials captured by time-resolved 3D imaging. Scientific Reports, v. 11, n. 1, p. 8352.
- Gay Neto, A.; Wriggers, P. (2021). *Discrete element model for general polyhedra*. Computational Particle Mechanics.
- González, F. S. (2015). Numerical Modelling of Railway Ballast Using the Discrete Element Method. UPC Barcelonatech.
- Guo, Y.; Zhao, C.; Markine, V.; Jing, G.; Zhai, W. (2020). *Calibration for discrete element modelling of railway ballast: A review*. Transportation Geotechnics, v. 23, n. January, p. 100341.
- Han, Y.; Zhao, D.; Jia, F.; Qiu, H.; Li, A.; Bai, S. (2020). Experimental and numerical investigation on the shape approximation of rice particle by multi-sphere particle models. Advanced Powder Technology, p. 1–13.

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 155 – julho/julio/july 2022 – pp. 103-117 https://doi.org/10.14195/2184-8394 155 5 – © 2022 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

- Hoang, T. M. P.; Alart, P.; Dureisseix, D.; Saussine, G. (2011). A domain decomposition method for granular dynamics using discrete elements and application to railway ballast. Annals of Solid and Structural Mechanics, v. 2, n. 2–4, p. 87–98.
- Höhner, D.; Wirtz, S.; Scherer, V. (2015). A study on the influence of particle shape on the mechanical interactions of granular media in a hopper using the Discrete Element Method. Powder Technology, v. 278, p. 286–305.
- Khatibi, F.; Esmaeili, M.; Mohammadzadeh, S. (2017). *DEM analysis of railway track lateral resistance*. Soils and Foundations, v. 57, n. 4, p. 587–602.
- Kim, D. S.; Hwang, S. H.; Kono, A.; Matsushima, T. (2018). Evaluation of ballast compactness during the tamping process by using an image-based 3D discrete element method. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit, v. 232, n. 7, p. 1951–1964.
- Kumar, N.; Suhr, B.; Marschning, S.; Dietmaier, P.; Marte, C.; Six, K. (2019). Micro-mechanical investigation of railway ballast behavior under cyclic loading in a box test using DEM: effects of elastic layers and ballast types. Granular Matter, v. 21, n. 4, p. 1–17.
- Marangon, M. (2018). Resistência ao cisalhamento dos solos. Apostila Mecânica dos Solos II. ed. Juiz de Fora: Universidade Federal de Juiz de Fora - Faculdade de Engenharia - Núcleo de Geotecnologia, 2018. p. 101–115.
- Marigo, M.; Stitt, E. H. (2015). Discrete Element Method (DEM) for Industrial Applications: Comments on Calibration and Validation for the Modelling of Cylindrical Pellets. KONA Powder and Particle Journal, v. 32, n. 32, p. 236–252.
- Moraes, S. T.; Gay Neto, A.; Bernucci, L. L. B. (2020). *Particle shape and its importance to Discrete Element Modeling in the context of railway ballast simulation*. Proceedings of the Ibero-Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering, Foz do Iguaçu.
- Mortensen, J.; Faurholt, J. F.; Hovad, E.; Walther, J. H. (2021). Discrete element modelling of track ballast capturing the true shape of ballast stones. Powder Technology, v. 386, p. 144–153.
- Ngo, N. T.; Indraratna, B.; Rujikiatkamjorn, C. (2014). DEM simulation of the behaviour of geogrid stabilised ballast fouled with coal. Computers and Geotechnics, v. 55, n. March 2019, p. 224–231.
- Paim Da Silva, F. H. (2018). Estudo do comportamento de um lastro ferroviário sob carga repetida em modelo físico de verdadeira grandeza. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- Paixão, A.; Resende, R.; Fortunato, E. (2018). Photogrammetry for digital reconstruction of railway ballast particles – A cost-efficient method. Construction and Building Materials, v. 191, p. 963–976.
- Reis, J. H. C. (2006). Modelo de Atrito Estático em Interfaces de Contato entre Concreto e Areia. p. 188.
- Roessler, T; Richter, C.; Katterfeld A.; Will, F. (2019). Development of a standard calibration procedure for the DEM parameters of cohesionless bulk materials part I: Solving the problem of ambiguous parameter combinations. Powder Technology, v. 343, p. 803–812.
- Rowe, A. P. W. (1962). The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. Proceedings of the Royal Society of London. Series A. Mathematical and Physical Sciences, v. 269, n. 1339, p. 500–527.

- Selig, E. T.; Waters, J. M. (1994). *Track Geotechnology and Substructure Management*. London: Thomas Telford Services Ltd.
- Stahl, M.; Konietzky, H. (2011). Discrete element simulation of ballast and gravel under special consideration of grain-shape, grain-size and relative density. Granular Matter, v. 13, n. 4, p. 417–428.
- Stark, T. D.; Swan, R. H.; Yuan, Z. (2014). Ballast direct shear testing. 2014 Joint Rail Conference.
- Suhr, B.; Six, K. (2020). Simple particle shapes for DEM simulations of railway ballast: influence of shape descriptors on packing behaviour. Granular Matter, v. 22, n. 2, p. 1–17.
- Tutumluer, E.; Huang, H.; Hashash, Y.M.A.; Ghaboussi, J. (2009). AREMA Gradation Affecting Ballast Performance Using Discrete Element Modeling (DEM) Approach. Bifurcations, v. 45, n. 1, p. 1–19.
- Wang, Z.; Jing G.; Yu, Q.; Yin, H. (2015). Analysis of ballast direct shear tests by discrete element method under different normal stress. Measurement: Journal of the International Measurement Confederation, v. 63, p. 17–24.
- Wensrich, C. M.; Katterfeld, A. (2012). Rolling friction as a technique for modelling particle shape in DEM. Powder Technology, v. 217, p. 409–417.
- Zhao, S.; Zhou, X.; Liu, W. (2015). Discrete element simulations of direct shear tests with particle angularity effect. Granular Matter, v. 17, n. 6, p. 793–806.

UMA ABORDAGEM DE MODELAÇÃO NUMÉRICA TRIDIMENSIONAL DO COMPORTAMENTO DE LONGO PRAZO DE VIAS-FÉRREAS CONSIDERANDO A INTERAÇÃO DINÂMICA VEÍCULO-VIA

An approach for the tridimensional numerical modelling of the longterm behaviour of railway tracks considering the dynamic train-track interaction

André Paixão^{ab}, José Nuno Varandas^c, Eduardo Fortunato^a

^a Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal

^b CONSTRUCT, Faculdade de Engenharia (FEUP), Universidade do Porto, Portugal

° CERIS, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Portugal

RESUMO – A complexidade do sistema via-férrea, em termos da variabilidade do comportamento estrutural e material ao longo de seu ciclo de vida, tem-se constituído um obstáculo para o estabelecimento de métodos robustos de previsão do seu comportamento de longo-prazo. Neste trabalho apresenta-se uma implementação computacional que incorpora algumas funcionalidades para uma reprodução mais realista desse comportamento, face a outras existentes. Para demonstrar as potencialidades desta ferramenta, são analisados cenários de plena via, tendo-se introduzido, em alguns deles, uma travessa sem apoio na camada de balastro ("travessa suspensa"), de forma a analisar o impacto dessa anomalia no desempenho da via sob a aplicação de milhões de ciclos de carga, relativos a diferentes veículos. Esta abordagem permitiu avaliar a interdependência entre efeitos dinâmicos, como a interação roda-carril, e efeitos de longo prazo, como a evolução das trajetórias de tensões no interior da camada de balastro, evidenciando um ciclo retroalimentado entre esses dois processos.

ABSTRACT – The complexity of the railway track system, in terms of its structural and material behaviour variability throughout its life cycle, has been an obstacle to the establishment of robust methods to predict its long-term behaviour. This work presents a computational implementation that incorporates some features for a more realistic reproduction of this behaviour, compared to other existing approaches. To demonstrate the potential of this tool, plain track scenarios are analysed, having introduced, in some of them, a sleeper without support in the ballast layer ("hanging sleeper"), to analyse the impact of this anomaly on the performance of the track under the application of millions of load cycles, regarding different vehicles. This approach allowed to evaluate the interdependence between dynamic effects, such as the wheel-rail interaction, and long-term effects, such as the evolution of stress trajectories within the ballast layer, evidencing a feedback loop between these two processes.

Palavras-Chave - via-férrea, deformação permanente, comportamento resiliente não-linear, modelação numérica.

Keywords - railway track, permanent deformation, non-linear resilient behaviour, numerical modelling.

E-mails: apaixao@lnec.pt (A. Paixão), jnsf@fct.unl.pt (J. Varandas), efortunato@lnec.pt (E. Fortunato)

ORCID: 0000-0002-1665-7037 (A. Paixão), 0000-0002-7083-1278 (J. Varandas), 0000-0002-9968-0821 (E. Fortunato)

1 – INTRODUÇÃO

A via-férrea é uma estrutura relativamente simples, tipicamente constituída pelos elementos da superstrutura – os carris, as fixações e as travessas (armamento de via) – e pelas camadas da substrutura – balastro, sub-balastro e camadas da fundação (Figura 1). No entanto, exibe um comportamento complexo, nomeadamente devido às diferentes características das solicitações dinâmicas a que está sujeita, e à forma como se comportam e interagem os diversos elementos constituintes deste tipo de infraestruturas. Em particular, os geomateriais que constituem a substrutura da via exibem comportamento resiliente não linear, dependente das trajetórias de tensões que lhe são impostas. Por outro lado, são suscetíveis a deformações permanentes que se desenvolvem ao longo do tempo, conduzindo a assentamentos diferenciais e, consequentemente, ao desenvolvimento de defeitos de geometria de via. Estes processos afetam negativamente o desempenho operacional e estrutural da ferrovia, na medida em que contribuem para a redução da qualidade e da segurança na circulação e aceleram o processo de degradação da superstrutura.



Fig. 1 – Representação esquemática da estrutura da via-férrea balastrada: a) perfil transversal;
b) vista em planta do armamento de via.

Os modelos numéricos de análise estrutural de vias-férreas têm sido uma das ferramentas mais difundidas e relevantes para aprofundar o conhecimento sobre o comportamento destas estruturas e para otimizar o seu dimensionamento, permitindo estudar em maior detalhe o efeito e a interação dos inúmeros fatores que influenciam o desempenho do sistema veículo-via. A análise estrutural da via-férrea deve contemplar a interação dos diferentes componentes da superstrutura de forma a possibilitar o estudo do comportamento conjunto e permitir determinar os efeitos impostos pelo tráfego na via, nomeadamente tensões e deformações. Assim, essa análise deve fazer uso de modelos estruturais que exigem o conhecimento das ações, da geometria dos elementos, das características mecânicas dos materiais, dos mecanismos de interação entre os diversos elementos e de critérios de dimensionamento.

Apesar da evolução tecnológica verificada ao nível da capacidade de computação que tem vindo a ocorrer, em particular nos últimos 20 anos, e do facto de as ferramentas de análise da interação dinâmica veículo-via já estarem amplamente difundidas, ainda são raras as que simulam e permitem estimar adequadamente o comportamento de longo prazo das vias-férreas balastradas considerando essa interação entre o veículo e a via. Esta barreira está principalmente relacionada quer com a complexidade da representação matemática do problema, quer com o esforço computacional usualmente requerido pelos métodos numéricos utilizados.

Para estabelecer medidas eficientes de mitigação dos efeitos negativos associados à ampliação da resposta do sistema de via-férrea é necessária uma ferramenta numérica que permita estimar adequadamente a deformação permanente da via (ou assentamentos) causada pelos sucessivos carregamentos dinâmicos dos veículos que circulam sobre ela. Essa amplificação pode ocorrer em segmentos de via que apresentem defeitos significativos de geometria da via e/ou irregularidades nos carris. Exemplos disso são segmentos de carris com desgaste ondulatório, aparelhos de mudança de via, zonas de transição, ou juntas de carril com irregularidades (Varandas et al., 2012; Varandas et al., 2016a; Li et al., 2014; Kouroussis et al., 2015; Varandas et al., 2017).

A maioria das abordagens numéricas existentes para calcular os assentamentos de vias-férreas, considerando a interação veículo-via, em locais onde se verificam variações das condições de apoio ao longo do desenvolvimento longitudinal da infraestrutura, são modelos simplificados unidimensionais (1D) do tipo Winkler, acoplados a fórmulas de assentamento empíricas, como as apresentadas por vários autores (Mauer, 1995; Hunt, 1997; Kempfert e Hu, 1999; Varandas et al., 2014a; Nielsen e Li, 2018). Dahlberg (2001) e Abadi et al. (2016) apresentam revisões do estado-da-arte sobre formulações empírico-mecanicistas neste contexto. No entanto, os modelos do tipo Winkler 1D, dependem fortemente de uma calibração adequada dos parâmetros associados, supostamente equivalentes a molas e amortecedores. Este aspeto dificulta a sua aplicação a cenários de casos gerais e torna muito limitativa em estudos sobre medidas alternativas ou de otimização do dimensionamento.

O processo de deformação que ocorre nas vias-férreas é, de facto, um problema tridimensional (3D) por natureza, pelo que a sua simplificação para apenas uma ou duas dimensões pode implicar limitações significativas. Wang e Markine (2018) propuseram o cálculo de assentamentos considerando um modelo 3D MEF (Método dos Elementos Finitos) para analisar a interação dinâmica veículo-via, mas usando uma formulação empírica 1D para calcular o assentamento correspondente por travessa. Além disso, a metodologia proposta por aqueles autores apenas é adequada para estimar a evolução linear do assentamento do balastro numa fase avançada do ciclo-de-vida, ignorando a fase inicial que tipicamente exibe uma evolução marcadamente não-linear de assentamento acelerado da camada com o número de ciclos de carga. Algumas abordagens numéricas de cálculo de deformações acumuladas, que consideram o aspeto tridimensional do problema, foram apresentadas por Li et al. (2016) e Shih et al. (2019), relativas a implementações de 3D MEF em *software* comercial. No entanto, estas consideraram apenas solicitações estáticas e modelos de via-férrea de dimensões reduzidas (com apenas 5 a 7 travessas de comprimento), portanto, abordagens nas quais a interação dinâmica veículo-via não é considerada ou é considerada de forma indireta e simplificada.

Noutro trabalho, Shan et al. (2017) desenvolveram uma abordagem mais robusta para estudar uma zona de transição para um viaduto, em via de laje, que considerava a interação dinâmica veículo-via para estudar o impacto dos assentamentos diferenciais que se desenvolvem na aproximação à obra-de-arte. Apesar dos avanços, o estudo apenas teve em consideração a deformação plástica da fundação. Consequentemente, consistia numa abordagem menos adequada para vias férreas balastradas, pois neste tipo de estruturas é frequente a camada de balastro desempenhar um papel preponderante no desenvolvimento de assentamentos (Selig e Waters, 1994). Para se aplicar essa abordagem ao estudo da evolução de longo prazo de uma via balastrada, seria necessária uma representação mais realista do comportamento resiliente da camada de balastro, não só para considerar o seu comportamento não-linear elástico, mas também para ter em conta as consequentes implicações na avaliação da deformação plástica, dados os diferentes níveis de tensão que tal abordagem produziria. Além disso, o estudo adotou um modelo plástico empírico que foi atualizado em incrementos regulares do ciclo de carga, portanto, não necessariamente considerando a amplitude das deformações plásticas para atualizar a forma da deformada da via-férrea e o seu impacto na interação veículo-via.

Nos últimos anos, também se tem verificado um aumento na aplicação de abordagens numéricas muito robustas baseadas no Método dos Elementos Discretos (MED) (Cundall e Strack, 1979; Dahal e Mishra, 2020; Guo et al., 2020) para compreender melhor os mecanismos de degradação da viaférrea balastrada. Embora o MED permita representar uma distribuição de carga mais realista das travessas para o meio granular da camada de balastro, em comparação com as abordagens designadas "contínuas" (Lu e McDowell, 2007; Hou et al., 2018; Jing et al., 2019), a aplicação do MED para estudar segmentos da via com várias travessas, considerando também a interação veículovia, ainda é impraticável devido ao considerável esforço computacional necessário (Chen e McDowell, 2016). Por este motivo, esta abordagem não foi seguida pelos autores no âmbito do trabalho aqui apresentado.

O desenvolvimento de uma abordagem de modelação numérica contínua em 3D para calcular a deformação da via sob carregamento dinâmico repetido requer dois componentes principais: (i) uma ferramenta de análise dinâmica (por exemplo, pelo MEF) para simular o sistema via-veículo e (ii) um modelo de acumulação de deformação material, para um elevado número de ciclos de carga, para estimar a deformação plástica das camadas de apoio da via. Como mencionado acima, encontram-se disponíveis e amplamente difundidas várias ferramentas de análise estrutural 3D por elementos contínuos para estudar a interação veículo-via, como por exemplo o *software Pegasus* desenvolvido pelos autores (Varandas et al., 2016a; Paixão et al., 2018), ou outras abordagens similares (Galvín et al., 2010; Alves Costa et al., 2012; Shan et al., 2013; Connolly et al., 2019; Ramos, 2021; Charoenwong et al., 2022). A principal dificuldade reside então na escolha de um modelo constitutivo elasto-plástico adequado e na integração desse modelo de comportamento material com a ferramenta de análise estrutural contínua 3D.

Assim, neste trabalho os autores apresentam a aplicação de uma abordagem MEF tridimensional integrada para obter um conhecimento mais aprofundado sobre o comportamento de longo prazo de vias balastradas. A abordagem possui as seguintes características principais: i) incorpora um modelo robusto de acumulação de deformação tridimensional da camada de balastro para muitos ciclos de carga, baseado na teoria clássica da plasticidade que considera os mecanismos de degradação volumétrica e por deslizamento friccional (Suiker e Borst, 2003); ii) considera explicitamente a interação dinâmica veículo-via utilizando uma formulação de contato hertziano não linear, e a interação travessa-balastro usando uma formulação bilinear e a consequente não linearidade que resulta da circulação dos veículos sobre perfís longitudinais de via com irregularidades (defeitos de geometria); iii) tem em conta o comportamento resiliente não linear da camada de balastro, que é fundamental para avaliar de uma forma mais realista os níveis de tensão na estrutura que, por sua vez, são necessários como dados de entrada para o modelo de acumulação de deformação permanente mencionado em (i).

Para evidenciar o potencial desta abordagem numérica, neste trabalho apresentam-se exemplos da sua aplicação nos quais se compara uma situação de via-férrea em condições homogéneas com um cenário em que se introduziu uma travessa sem apoio na camada de balastro (fenómeno usualmente designado de "travessa suspensa" ou "travessa dançante"), considerando-se diferentes tipos de veículos em ambos os casos. A análise concentrou-se na previsão do comportamento a longo prazo considerando apenas a deformação da camada de balastro pelo facto de esta ser a camada que sofre maiores amplitudes de tensão devido ao carregamento de tráfego e porque, no caso de plataformas de via-férrea modernas e devidamente dimensionadas, é a camada que mais contribui para os assentamentos da via (Selig e Li, 1994). Considerou-se que a deformação do solo natural ou do aterro se encontrava fora do âmbito deste trabalho porque, entre outros aspetos, é fortemente

influenciada pelas condições do local e pela natureza dos geomateriais, que podem até mudar significativamente ao longo da mesma linha férrea.

2 – ABORDAGEM DE MODELAÇÃO NUMÉRICA

2.1 – Modelação dinâmica 3D do sistema veículo-via pelo MEF

Como referido anteriormente, a abordagem numérica que os autores utilizaram neste trabalho recorre a um programa de análise tridimensional pelo MEF, designado por Pegasus (Varandas, 2013), para calcular a resposta de interação dinâmica veículo-via. O programa foi totalmente desenvolvido em ambiente MATLAB® e tem sido alvo de melhorias ao longo dos anos com o objetivo de consistir num programa MEF capaz de calcular, em tempo admissível e sem exigir uma capacidade computacional excessiva, a resposta de um sistema ferroviário genérico, não homogéneo. Por esta razão, tem sido frequentemente utilizado para estudar segmentos de via-férrea com geometrias complexas como zonas de transição ferroviária com perfis longitudinais de via com geometria irregular ou outros cenários nos quais exista variação espacial das características da infraestrutura (Varandas et al., 2014b; Paixão et al., 2016c; Varandas et al., 2016a; Varandas et al., 2017; Paixão et al., 2018; Paixão et al., 2021). Uma das principais vantagens do programa é a de poder considerar tanto a interação dinâmica veículo-via, como o comportamento constitutivo nãolinear das camadas granulares que suportam a superestrutura da via (Paixão et al., 2016b; Varandas et al., 2016b). Para este objetivo, foi dedicado um grande esforço em otimizar o programa de forma a racionalizar os recursos computacionais necessários, especialmente a memória RAM, e minimizar o tempo de cálculo necessário. Os autores consideram que a implementação computacional apresentada representa uma contribuição muito significativa para o panorama existente em termos de ferramentas computacionais para análise estrutural de vias-férreas.

Neste programa são definidos três sistemas distintos que interagem, por meio de forças de contato (Figura 2): i) o modelo do veículo; ii) a superestrutura da via (carris, travessas e fixações); iii) e o sistema balastro-substrutura (as camadas de balastro e dos solos subjacentes). O sistema do veículo é representado por massas rígidas ligadas entre si por elementos mola-amortecedor. Os carris e as travessas do sistema da superstrutura de via são representados por elementos de viga Euler-Bernoulli e as palmilhas de carril por elementos mola-amortecedor. O sistema de balastro-substrutura compreende elementos hexaédricos sólidos de oito nós com integração completa.

As forças de interação travessa-balastro na direção vertical seguem uma formulação bilinear para ter em conta o eventual desenvolvimento de travessas mal apoiadas, também conhecidas como "travessas suspensas" (Varandas et al., 2016a). As forças de interação roda-carril seguem uma formulação de contato hertziana não-linear dada por $F=k_c\delta^{1.5}$, em caso de contato, onde δ é a



Fig. 2 – Representação esquemática dos sistemas estruturais considerados na modelação (adapt.Varandas, 2013).

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 155 – julho/julio/july 2022 – pp. 119-149 https://doi.org/10.14195/2184-8394 155 6 – © 2022 Sociedade Portuguesa de Geotecnia correspondente endentação da roda e k_c é uma rigidez de contacto normal, considerada constante neste estudo e igual a $1,0 \times 10^8$ kN/m^{1.5} (Newton e Clark, 1979; Varandas et al., 2017).

Tipicamente, as análises realizadas recorrendo a este programa compreendem uma sequência de etapas de cálculo estáticas e dinâmicas. O Método do Gradiente Conjugado (Bathe, 1996) é utilizado nas análises estáticas, uma vez que permite uma rápida resolução do problema com pouco esforço computacional. Relativamente às análises dinâmicas, o programa recorre a um esquema de integração no tempo misto implícito-explícito, visando reduzir o tempo computacional necessário, conforme apresentado por Varandas et al. (2017): enquanto a integração no tempo do sistema da superstrutura recorre ao método implícito de Newmark- β com aceleração contante, para o sistema balastro-substrutura recorre-se à integração segundo o método explícito apresentado por Zhai (1996).

No que se refere ao comportamento material, na generalidade, é assumida a elasticidade linear para todos os materiais. É introduzida uma exceção para o material da camada de balastro, que segue uma formulação elástica não-linear de modo a ser possível representar de uma forma mais adequada o comportamento resiliente deste agregado. A formulação implementada permite simular a típica variação de rigidez com nível de tensão instalado, quando carregado em regime elástico ou quase elástico (Lekarp et al., 2000). Este aspeto é mais relevante na camada de balastro, pois esta é submetida a amplitudes de tensão mais elevadas em cada carregamento cíclico do que as camadas subjacentes. A formulação elástica não linear implementada no *Pegasus* consiste numa lei de material hipo-elástico que depende do nível de tensão, e é comumente conhecida como modelo k- θ (Brown e Pell, 1967). Este estabelece que o módulo resiliente do material, E_r , é obtido função da soma das tensões normais (primeiro invariante de tensões), θ , e definido com sinal positivo em compressão, conforme apresentado na equação seguinte e na Figura 3:

$$E_{r}(\theta) = \begin{cases} E_{\min}, \operatorname{se} \theta < 0\\ E_{\min} + K_{3} \left(\frac{\theta}{\theta_{0}}\right)^{K_{4}}, \operatorname{se} 0 \le \theta < \theta_{t}\\ K_{1} \left(\frac{\theta}{\theta_{0}}\right)^{K_{2}}, \operatorname{se} \theta \ge \theta_{t} \end{cases}$$
(1)

tomando-se um valor constante para o coeficiente de Poisson. Neste trabalho, considera-se que a tensão de referência, θ_0 , toma o valor de 100 kPa.



Fig. 3 – Relação $E_r - \theta$ (adapt.Varandas, 2013).

Relativamente ao veículo, este pode ser representado por cargas móveis de valor constante, ou por uma associação de corpos rígidos, ligados por molas e amortecedores, representando um bogie (estrutura mecânica constituída por dois eixos e por um sistema de amortecimento) do veículo e



Fig. 4 – Modelo típico do veículo, representado por um bogie e meia caixa (adapt.Varandas et al., 2017).

meia caixa suspensa sobre o mesmo (Figura 4), com oito graus de liberdade: quatro translações e quatro rotações.

De acordo com a Figura 4, u_1 , u_3 , u_5 e u_8 são translações verticais do eixo dianteiro, do eixo traseiro, do bogie e da caixa, respetivamente, e u_2 , u_4 e u_6 são rotações do eixo dianteiro, do eixo traseiro e do bogie, respetivamente, e u_7 é a rotação do bogie em torno do eixo horizontal normal ao movimento. I_{bx} e I_{by} são as inércias de massa do bogie segundo os eixos longitudinal e transversal, respetivamente. I_{wx} é a inércia de massa do eixo segundo o eixo longitudinal. M_w , M_b e M_c são as massas do eixo, do bogie e da caixa, respetivamente. A matriz de rigidez do veículo K_v , relativa aos oito graus de liberdade, é definida por:

$$K_{\nu} = \begin{bmatrix} 2k_{1} & 0 & 0 & 0 & -2k_{1} & 0 & d_{w}k_{1} & 0 \\ 0 & \frac{d_{p}^{2}k_{1}}{2} & 0 & 0 & 0 & \frac{-d_{p}^{2}k_{1}}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2k_{1} & 0 & -2k_{1} & 0 & -d_{w}k_{1} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{d_{p}^{2}k_{1}}{2} & 0 & \frac{-d_{p}^{2}k_{1}}{2} & 0 & 0 \\ -2k_{1} & 0 & -2k_{1} & 0 & 4k_{1}+k_{2} & 0 & 0 & -k_{2} \\ 0 & \frac{-d_{p}^{2}k_{1}}{2} & 0 & \frac{-d_{p}^{2}k_{1}}{2} & 0 & 0 & -k_{2} \\ 0 & \frac{-d_{p}^{2}k_{1}}{2} & 0 & \frac{-d_{p}^{2}k_{1}}{2} & 0 & 0 & -k_{2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{2} \end{bmatrix}$$
(2)

onde $k_1 e k_2$ são os valores da rigidez da suspensão primária e da secundária, d_w é a distância entre eixos do bogie, e d_p a distância entre as suspensões primárias do mesmo eixo, de acordo com a Figura 4. A matriz de amortecimento C_v é obtida de forma idêntica, substituindo $k_1 e k_2$ por $c_1 e c_2$, respetivamente. A matriz de massa M_v é uma matriz diagonal com as correspondentes massas e momentos de inércia de acordo com os graus de liberdade de translação e rotação. O veículo interage com a superstrutura da via através de forças verticais de interação roda-carril, não sendo considerados os movimentos horizontal e de lacete dos eixos e do bogie. Para a determinação passoa-passo do ponto de contacto da roda com o carril é necessária ainda a definição do raio das rodas do veículo. Assim, as equações acopladas de movimento dos sistemas do veículo, da superstrutura e da substrutura da via são:

$$\begin{cases} K_{v}u_{v} + C_{v}v_{v} + M_{v}a_{v} = f_{g,v} + f_{a,w} \\ K_{t}u_{t} + C_{t}v_{t} + M_{t}a_{t} = f_{g,t} - f_{a,w} + f_{a,b} \\ K_{s}u_{s} + C_{s}v_{s} + M_{s}a_{s} = f_{a,s} - f_{a,b} \end{cases}$$
(3)

onde os índices v, $t \in s$ se referem aos sistemas do veículo, da superstrutura e da substrutura, respetivamente. K, $C \in M$ representam a rigidez global, as matrizes de amortecimento e de massa dos sistemas estruturais; u, $v \in a$ são, respetivamente, os vetores dos deslocamentos nodais, velocidades e acelerações; $f_{g.v}$, $f_{g.t} \in f_{g.s}$ são os vetores das forças de gravidade relativas aos sistemas do veículo, da superstrutura e da substrutura; $f_{a.w}$ é o vetor das forças de interação entre as rodas e os carris e $f_{a.b}$ é o vetor das forças de interação entre as travessas e o balastro.

Sugere-se a consulta de trabalhos anteriores dos autores para uma descrição mais detalhada da formulação utilizada pelo programa, por exemplo as seguintes publicações: Varandas (2013) e Fortunato et al. (2021).

2.2 – Modelo de acumulação de deformação plástica da camada de balastro para muitos ciclos de carga

A abordagem adotada neste trabalho incorpora um modelo de acumulação de deformação plástica para simular o processo de acumulação de deformação causado por muitos ciclos de carga impostos pelos sucessivos veículos que percorrem um determinado segmento de via. Uma das mais valias do método apresentado consiste em evitar o cálculo completo das trajetórias de tensãodeformação (eventualmente em regime não elástico) causadas por cada passagem de eixo do veículo, o que seria impraticável devido ao elevado esforço computacional necessário e propenso a erros numéricos (Niemunis et al., 2005). Assim, o processo implementado no programa consiste em calcular a envolvente das deformações residuais máximas geradas em ciclos de carga individuais, permitindo o cálculo da deformação total acumulada após um número relativamente elevado de ciclos de carga, seguindo a formulação do modelo de acumulação de deformação apresentado por Suiker e Borst (2003). Este modelo foi parametrizado com base em resultados de ensaios triaxiais sobre agregados de balastro e sub-balastro (Suiker, 2002) e foi especificamente desenvolvido para aplicação em simulações de vias-férreas. Foi selecionada esta formulação porque se considerou ser adequada para ter em consideração o aspeto marcadamente não linear das forças que resultam da interação dinâmica via-veículo, que é intrinsecamente variável devido às múltiplas configurações deformadas que a via-férrea vai apresentando ao longo da sua vida útil. É de notar que nesta abordagem a acumulação de deformação (densificação por carregamento cíclico) é analisada através de dois mecanismos, que se podem desenvolver em simultâneo e de forma independente: i) compactação volumétrica do material; ii) e deslizamento com fricção entre partículas. Estes dois mecanismos serão adiante, de forma simplificada, designados por mecanismo volumétrico e friccional, respetivamente.

A abordagem descreve apenas a deformação permanente acumulada por ciclo de carga. O evento transiente (dinâmico) é desacoplado do evento de longo prazo (deformação), no qual a aplicação de ciclos de carga é implicitamente contabilizada pelo modelo constitutivo. É descrito na definição de tensão mecânica (a compressão é negativa), embora o invariante da tensão normal média p siga a definição geotécnica clássica (ou seja, positivo em compressão). Tal implica que ambas os invariantes, a tensão média, p, e a tensão deviatórica, q, sejam geralmente positivas:

$$p = -\frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \tag{4}$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2}} \left(\left(\sigma_x - \sigma_y \right)^2 + \left(\sigma_y - \sigma_z \right)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 \right) + 3 \left(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 \right)$$
(5)

No que diz respeito à notação utilizada neste trabalho, o subscrito "geo" refere-se à tensão devida apenas ao carregamento gravítico e o subscrito "cyc" à tensão resultante exclusivamente da passagem do próprio carregamento do veículo, portanto excluindo a componente gravitacional, tal que: $\sigma_{cyc}(t) = \sigma(t) - \sigma_{geo}(t)$. Nas equações apresentadas de seguida, as variáveis apresentadas em negrito referem-se a tensores ou vetores. As deformações volumétricas e deviatóricas são respetivamente definidas por:

$$\varepsilon_{\nu} = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \tag{6}$$

$$\varepsilon_q = \sqrt{\frac{2}{9} (\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2 + \frac{4}{3} (\varepsilon_{xy}^2 + \varepsilon_{yz}^2 + \varepsilon_{zx}^2)}$$
(7)

O desenvolvimento do modelo é baseado na teoria clássica da plasticidade (superfícies de cedência, lei de fluência, endurecimento, plasticidade associada), em que a superfície de cedência (ou *shakedown*) corresponde ao cone Drucker-Prager, com limite de compressão.

O incremento de deformação permanente, $\Delta \varepsilon^{p}$, gerado em cada processo de carregamento cíclico é, portanto, obtido por:

$$\Delta \varepsilon^{\rm p} = \Delta \varepsilon^{\rm p}_{a} \, \boldsymbol{m}_{f} + \Delta \varepsilon^{\rm p}_{v} \, \boldsymbol{m}_{c} \tag{8}$$

onde $\Delta \varepsilon_q^p$ é a amplitude do incremento de deformação deviatórica permanente, $\Delta \varepsilon_v^p$ é a amplitude do incremento de deformação volumétrica permanente e \mathbf{m}_f e \mathbf{m}_c são, respetivamente, os tensores que definem as direções dos fluxos plásticos deviatóricos e volumétricos. O "p" sobrescrito nas equações acima refere-se a permanente e, para efeitos de simplificação, será omitido em diante porque todas as deformações neste modelo de acumulação são permanentes.

A amplitude do incremento de deformação deviatórica é obtida por:

$$\Delta \varepsilon_q = \alpha_f \left\langle \left(\frac{\widehat{q}}{p} \right)_{\text{cyc}} - h_f(\varepsilon_q) \right\rangle^{\gamma_f}$$
(9)

onde $\alpha_f e \gamma_f$ são parâmetros do modelo, $(q/p)_{cyc}$ é a razão q/p de pico, causada exclusivamente pelo próprio carregamento do veículo, e $h_f(\varepsilon_q)$ é a função de evolução de *shakedown* do mecanismo friccional, sendo ε_q a deformação deviatórica total acumulada (o parâmetro histórico do mecanismo friccional).

A amplitude da deformação volumétrica incremental devido apenas ao mecanismo volumétrico é obtida por:

$$\Delta \varepsilon_{\nu,c} = -\alpha_c \left\langle \left(\frac{\widehat{p}}{p_0} \right)_{\text{cyc}} - h_c(\varepsilon_{\nu,c}) \right\rangle^{\gamma_c}$$
(10)

onde α_c e γ_c são parâmetros do modelo, a pressão p_0 define a consolidação inicial do material granular, $(p/p_0)_{cyc}$ é a razão de pico p/p_0 , novamente considerando apenas o carregamento do veículo, $h_c(\varepsilon_{v,c})$ é a função de evolução do *shakedown* do mecanismo volumétrico, sendo $\varepsilon_{v,c}$ a

deformação volumétrica total acumulada causada pela compactação volumétrica (o parâmetro histórico do mecanismo volumétrico). Nas expressões anteriores, $\langle \rangle$ são os parêntesis de Macaulay, definidos por $\langle x \rangle = x$, se x > 0, e 0, caso contrário.

Finalmente, a amplitude incremental da deformação volumétrica é calculada por:

$$\Delta \varepsilon_{\nu} = \Delta \varepsilon_{\nu,c} + d_f (\varepsilon_q) \Delta \varepsilon_q \tag{11}$$

em que $d_f(\varepsilon_q)$ é uma função que define a quantidade de dilatação/contração mobilizada durante a deformação por deslizamento friccional de partículas.

Após trabalhos de calibração anteriores (Varandas et al., 2020), os parâmetros do modelo de acumulação de deformação do balastro que foram considerados para este estudo são os seguintes:

- $\alpha_f = 2,14 \times 10^{-3}$
- $\gamma_f = 2,34$
- $\eta_f = 150$
- $h_0 = 1,00$
- $h_m = 1,95$
- $p_0 = 49 \text{ kPa}$
- $\alpha_c = 1,5 \times 10^{-6}$
- $\gamma_c = 4,40$
- $\eta_c = 312$
- $d_0 = d_m = 0,20$
- $p_{\text{num}} = -2,5 \text{ kPa}$

2.3 – Modelação numérica do comportamento de longo prazo da via-férrea

2.3.1 – Descrição do modelo do sistema veículo-via-substrutura

Na Figura 5 apresenta-se o modelo de um segmento de via-férrea construído com o programa *Pegasus*, que ilustra apenas o sistema balastro-substrutura, composto por elementos sólidos, em malha hexaédrica. A visualização tridimensional foi gerada com o software de código aberto *ParaView* (Ayachit, 2015). Uma vez que é possível tirar partido da simetria longitudinal do problema, relativamente ao plano vertical que atravessa o eixo da via, a largura do modelo é de 4,25 m, a que corresponde uma plataforma com 8,5 m de largura. O modelo compreende 35 travessas, espaçadas de 0,60 m, medindo, portanto, aproximadamente 21 m de comprimento. Contempla uma camada de balastro de 30 cm de espessura sob a travessa, uma camada de sub-balastro de 30 cm de espessura, sos elementos do modelo em x<0 m foram excluídos da visualização.

A malha não é uniforme ao longo do eixo longitudinal, x: a seção central (-3,5 m < x <3,5 m) é a região de estudo e possui malha mais fina; as duas extremidades (x<-3,5 m e x>3,5 m) foram construídas apenas para acomodar o arranque e paragem do veículo e garantir um regime estacionário na seção central, pelo que possuem malha mais aberta. A secção central abrange 11 travessas e as duas extremidades 12 travessas cada. O modelo possui 137 691 graus de liberdade, 45 897 nós, 1112 elementos de viga e 40 482 elementos de hexaédricos.

As propriedades geométricas e materiais do modelo de via são baseadas em dados apresentados por Paixão et al. (2018), mas considerando a bitola europeia (1,435 m). A superestrutura da via é composta por carril do tipo UIC60E1 em barra longa soldada, travessas de betão monobloco (com dimensões simplificadas 2,6×0,3×0,19, em m, e pesando 322 kg, cada) e sistema de fixação do tipo



Fig. 5 – Vista tridimensional do modelo ilustrando a malha de elementos finitos e a malha de eixos (dimensões em m).

Vossloh W14 com palmilhas elastoméricas com referência Zw700/148/165, com valor de rigidez vertical de 160 kN/mm e constante de amortecimento de 9,6 kNs/m (Paixão et al., 2018).

Supõe-se que o aterro, constituído por camadas de solo, seja homogéneo, isotrópico, bem compactado e razoavelmente rígido, até uma profundidade de z = -4,0 m. Os 2,0 m superiores do aterro são representados no modelo com elementos de sólidos hexaédricos (Figura 5), e os 1,5 m inferiores são representados usando uma fundação viscoelástica bidimensional Kelvin-Voigt equivalente (Varandas, 2013). As paredes laterais nas extremidades do modelo possuem amortecedores locais para absorver o impacto das ondas incidentes de acordo com a formulação apresentada por Lysmer e Kuhlemeyer (1969).

O Quadro 1 resume as principais propriedades selecionadas para os componentes da via e para o sistema balastro-substrutura. Os parâmetros elásticos do modelo k- θ do balastro foram K_1 =105 MPa, K_2 =0,6 e E_{\min} =16 MPa (Aursudkij et al., 2009).

Neste trabalho foram realizadas simulações dinâmicas para o caso de dois tipos de veículos que circulam na rede ferroviária nacional: i) a carruagem de extremidade BAS do *Alfa Pendular* (AP) – um comboio de passageiros de tração elétrica com sistema pendular ativo – e ii) a locomotiva de tração elétrica da série 5600 (usualmente designada *Eurosprinter*), utilizada tanto no serviço de *Intercidades* (IC), como no de transporte de mercadorias. A principal diferença entre estes dois veículos, para efeitos da influência no comportamento a longo prazo da via-férrea, reside no facto de a carga por eixo da locomotiva do *Intercidades* ser cerca de 213 kN, que é significativamente mais elevada do que a do *Alfa Pendular*, de cerca de 132 kN. Para efeitos de simplificação, neste estudo apenas foi necessário modelar parcialmente cada veículo (Paixão et al., 2016a), ou seja, para considerar o efeito do veículo, apenas foi necessário considerar um dos bogies e a respetiva metade da caixa do veículo, conforme apresentado na Figura 4. Os valores dos parâmetros destes modelos de bogie apresentam-se no Quadro 2. Ambos os bogies atravessam a região central do modelo a uma

Componente	Espessura	Densidade	Módulo de Young	Coef. de Poisson
Componente	[m]	$ ho_i$ [kg/m ³]	E _i [MPa]	ν _i [-]
Carris	-	7860	210×10 ³	0,35
Travessas	0,19	1950*	30×10 ³	0,25
Balastro	0,30	1730	(variável)	0,20
Sub-balastro	0,30	2200	200	0,25
Coroamento	0,20	2200	250	0,25
Aterro	3,50	2040	100	0,25

Quadro 1 – Propriedades dos materiais da via-férrea e da sua substrutura (Bowles, 1997; Fortunato et al., 2012; Paixão, 2014).

velocidade de 50 m/s (correspondente a 180 km/h) para se poder proceder a uma comparação mais adequada dos resultados do efeito da passagem sucessiva de cada um deste tipo de veículos. Tendo em conta as propriedades atribuídas à via e à sua substrutura, é de notar que essa velocidade de circulação é muito inferior à velocidade crítica e, portanto, a resposta estacionária pode considerar-se quasi-estática.

Cada iteração da metodologia adotada engloba os cálculos do peso gravítico, a colocação do modelo do veículo e ativação do correspondente peso próprio em fase inicial parado, e o

Quadro 2 – Propriedades do modelo de bogie do *Alfa Pendular* e do *Intercidades* (Calçada, 1995; Ribeiro et al., 2013).

Parâmetro	Alfa Pendular	Intercidades	Unidades
Massa da caixa, M_c	36,8	54,0	t
Rigidez da suspensão secundária, k_s	1025,6	6000,0	kN/m
Amortecimento da suspensão secundária, c_s	70	12	kN.s/m
Massa do bogie (excl. eixos), M_b	4,9	10,5	t
Momento de inércia do bogie em x , I_{bx}	2,1	4,2	tm ²
Momento de inércia do bogie em y , I_{by}	2,6	5,2	tm ²
Rigidez da suspensão primária, k_p	1128	1340	kN/m
Amortecimento da suspensão primária, c_p	18	20	kN.s/m
Massa do eixo, M_w	1,8	3,0	t
Momento de inércia do eixo, I_{wx}	0,9	1,8	tm ²
Distância ente eixos, d_w	2,7	3,0	m
Distância entre caixas de eixos, d_p	2,14	2,14	m
Raio dos rodados, R_w	0,445	0,625	m

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 155 – julho/julio/july 2022 – pp. 119-149 https://doi.org/10.14195/2184-8394_155_6 – © 2022 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

atravessamento do veículo sobre o segmento de via. Essas etapas são necessárias e computacionalmente intensivas, principalmente devido à consideração do modelo resiliente não linear para o material do balastro. Uma vez que no problema em estudo se pode tirar partido da simetria transversal, relativamente ao eixo da via, foi possível reduzir a dimensão do modelo, conforme apresentado na Figura 5, com impacto direto na redução do esforço computacional necessário. Por exemplo, utilizando um processador Intel[®] CoreTM i7 da 9ª geração (modelo 9700K lançado no final de 2018), o tempo de cálculo por cada iteração foi cerca de 20 a 50 minutos, dependendo do passo de tempo exigido para garantir a estabilidade do esquema de integração. A não consideração da simetria implicaria não só aumentar em pouco mais de duas vezes os tempos de cálculo indicados em cima, também a utilização de memória RAM e o espaço para armazenamento dos resultados. É de notar que em cada passo de tempo de cálculo da simulação (na ordem de 10⁻⁵ s) e para cada elemento não-linear (neste caso, 4416 elementos) também é necessário calcular, entre outros parâmetros: i) a soma das tensões normais, θ ; ii) o módulo resiliente secante atualizado do respetivo elemento, E_r , usando a Equação 1; iii) a matriz de rigidez atualizada do elemento usando uma regra de quadratura de Gauss 2×2×2 de integração completa; e iv) a correspondente "assemblagem" da matriz de rigidez global do sistema, K. Caso se considerasse exclusivamente o comportamento linear elástico dos materiais, seria possível reduzir o tempo de cálculo para menos de metade dos valores indicados em cima, com a desvantagem de a análise de tensões ser menos precisa (especialmente na camada de balastro) e, consequentemente, podendo conduzir a cenários pouco realistas do comportamento de longo prazo da estrutura.

Como referido anteriormente, os cenários analisados no presente estudo correspondem a situações de plena via, em alinhamento reto, para os quais se consideraram dois casos distintos: i) o primeiro corresponde a uma via-férrea com condições de apoio uniforme; ii) o segundo, em tudo idêntico ao primeiro, mas no qual se introduziu um espaçamento vertical de 3 mm entre a base da travessa central do modelo e a camada de balastro (este tipo de espaçamento é por vezes designado de "vazio"), com o objetivo de gerar uma anomalia usualmente designada de "travessa suspensa" ou "travessa dançante". Vários estudos (Grassie e Cox, 1985; Lundqvist e Dahlberg, 2005; Zhu et al., 2011; Shi et al., 2013) têm evidenciado que estas anomalias afetam severamente o desempenho das vias-férreas, na medida em que amplificam as solicitações dinâmicas transmitidas pelos veículos à estrutura e promovem uma degradação acelerada da via-férrea, nomeadamente na camada de balastro e nos componentes do armamento da via nesse local (travessas, sistema de fixações e carril). Para ambos os casos referidos, foram realizadas simulações da evolução do comportamento de longo prazo da via-férrea sob a passagem de 1 milhão de bogies, *N* (equivalente a 2 milhões de ciclos de

Designação	Travessa suspensa	Modelo do veículo (Figura 4 e Quadro 2)	N.º de passagens (N)	N.º de ciclos de carga
		Alfa Pendular		
AP	Não	(bogie dianteiro da		
		composição BAS)		
		Intercidades		
IC	Não	(bogie dianteiro da		2 × 106
		locomotiva)	1 × 106	
		Alfa Pendular	1 × 10	2×10^{-1}
AP _h	Sim	(bogie dianteiro da		
		composição BAS)		
		Intercidades		
IC _h	Sim	(bogie dianteiro da		
		locomotiva)		

Quadro 3 – Síntese das simulações consideradas neste estudo.

carga) do veículo Alfa Pendular e ou da locomotiva do comboio Intercidades, conforme identificado no Quadro 3.

Em todos os casos analisados não foi considerado qualquer defeito de qualidade geométrica da via, pelo que o carril é colocado inicialmente no modelo com um alinhamento reto e horizontal. No decorrer das simulações do comportamento de longo prazo, as deformações (elásticas e plásticas) que se desenvolvem ao nível das camadas de apoio, conduzem a que a posição das travessas e o alinhamento inicial do carril se altere. É expectável que essa alteração seja especialmente evidente nos cenários em que se introduziu uma travessa suspensa.

2.3.2 – Abordagem de simulação do comportamento de longo prazo

A metodologia considerada neste estudo para simular o comportamento de longo prazo da viaférrea consiste numa abordagem incremental auto-ajustada de ciclos de carga (Varandas et al., 2014b). A implementação desta abordagem num código de elementos finitos tridimensional é bastante desafiadora, sendo que a calibração e validação dessa metodologia de simulação de longo prazo foi apresentada pelos autores num estudo anterior (Varandas et al., 2020), com foco num cenário de fundação homogénea. Esta abordagem assume que o efeito da resposta transiente do sistema da via-férrea, à passagem dos veículos, pode ser separado do comportamento de deformação plástica de longo prazo dos agregados que constituem as camadas de apoio da via e do subsequente desenvolvimento de assentamentos, causado pela acumulação do número de cargas cíclicas. Como, em cada ciclo de carga, a ordem de grandeza da deformação plástica dos agregados das camadas da via é, geralmente, várias vezes menor do que a da deformação resiliente, considera-se aceitável a simplificação de realizar as análises dinâmicas do sistema veículo-via-substrutura em regime totalmente elástico. Esta metodologia também supõe que, no estado inicial da simulação, as camadas de apoio da via sob o balastro foram vigorosamente compactadas durante a construção e continuamente solicitadas por tráfego ferroviário.

Conforme detalhado por Varandas et al. (2020), esta abordagem iterativa compreende até 7 etapas em cada iteração (*iter*), conforme ilustrado na Figura 6. O processo inicia-se com um cálculo estático de um estado inicial (**A**) para determinar o estado de tensão inicial causado pela carga geostática, σ_{geo} . Em seguida, é realizado um cálculo dinâmico (**B**) para simular a interação veículovia com o objetivo de obter o histórico de tensões em cada elemento finito, causado apenas pelo carregamento do veículo, σ_{cyc} , seguido do cálculo das amplitudes de tensão e os valores de pico dos

rácios $\left(\frac{\overline{q}}{p}\right)_{\text{cyc}} e\left(\frac{\overline{p}}{p_0}\right)_{\text{cyc}}$ (C), discutidas anteriormente (Equações 9 e 10).

Assim, na etapa (**D**), é calculado o incremento de deformação plástica correspondente, $\Delta \varepsilon^p$, com o modelo de acumulação de deformação descrito anteriormente (ver secção 2.2). Nessa etapa, a metodologia assume que ocorrem passagens sucessivas do veículo, com amplitudes de tensão cíclicas inalteradas (portanto, sem necessidade de realizar as respetivas análises dinâmicas), mas durante as quais é contabilizada deformação plástica que se vai acumulando, que corresponderia àquelas passagens sucessivas. Este processo é interrompido quando se atinge um limite predefinido de incremento de deformação plástica, ou quando se alcance um número específico máximo de ciclos, N. Na primeira iteração (*iter*=1), a metodologia também tem em conta as condições iniciais de compactação (**E**), que são consideradas nos cálculos de incremento de deformação permanente subsequentes, mas que não afetam o campo de deslocamentos. Em seguida, o incremento de deformação plástica $\Delta \varepsilon^p$ calculado para cada elemento é transferido para o modelo de elementos finitos 3D (**F**) através do cálculo das forças nodais equivalentes de cada elemento (Hughes, 2012). Na etapa seguinte (**G**), são atualizados os parâmetros históricos do modelo de deformação, bem como os valores da função de evolução de *shakedown* dos mecanismos friccional, $h_f(\varepsilon_q)$, e volumétrico, $h_c(\varepsilon_{v,c})$. No final de cada iteração, com a nova configuração deformada do sistema balastro-substrutura, é realizado um cálculo dinâmico no qual é recolocada a superstrutura da via (H). Esta etapa resultará num novo perfil de geometria da via, resultante da eventual deformação que se desenvolve nas camadas subjacentes. Em (I), se o número total de ciclos simulados for inferior ao valor desejado, N_{max} , o ciclo repete-se a partir da etapa (B) para recalcular o efeito da interação dinâmica veículo-via com o novo perfil de geometria da via, que por sua vez pode alterar o carregamento cíclico dinâmico no sistema balastro-substrutura.



Fig. 6 – Etapas principais implementadas no programa *Pegasus* em cada iteração (*iter*) do cálculo do comportamento de longo prazo (adapt. Varandas et al., 2020).

3 – ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

3.1 – Cenários de via-férrea com apoio uniforme das travessas sobre o balastro

Nesta seção apresentam-se alguns resultados relativos às simulações de comportamento de longo prazo dos modelos de via-férrea com condições de apoio uniforme, ou seja, sem a introdução de uma travessa suspensa. Os resultados correspondem à evolução da via-férrea sujeita à passagem de 1 milhão (N = 1E6) de bogies, N, dos modelos de veículos descritos anteriormente.

Uma das principais vantagens da ferramenta apresentada neste trabalho consiste na possibilidade de representar detalhadamente a geometria da estrutura da via-férrea e analisar, nas três dimensões, inúmeras variáveis do modelo que regem o comportamento da mesma e dos materiais que a constituem. Ao contrário de outras abordagens mais simplistas, por exemplo, que recorrem a modelos com dimensão inferior a 3D e/ou a formulações empíricas de comportamento plástico que consideram apenas a componente vertical da deformação condensada por travessa, na abordagem apresentada pelos autores as variáveis analisadas apresentam uma correspondência direta com grandezas físicas.

Assim, primeiramente, para elucidar quanto à forma e variabilidade espacial da deformação acumulada nas camadas de apoio da via, na Figura 7 apresenta-se uma vista tridimensional da deformada após a passagem do veículo Alfa Pendular (cenário designado de "AP"), para N = 1E6. Apresenta-se também, numa escala de cores, a deformação vertical que se desenvolve (o sinal negativo indica o sentido descendente). É de notar que a deformada do modelo foi amplificada significativamente para uma melhor visualização dos resultados. Como seria de esperar, identificamse claramente as posições nas quais as travessas assentam na camada de balastro, correspondendo aos locais onde é transferido o carregamento proveniente dos veículos. É interessante verificar que, a longo prazo, ocorreu maior deformação na extremidade das travessas (identificada pelos tons de vermelho-escuro), quando comparado com a zona central da via (em tons de laranja). Outra conclusão que é possível obter com recurso a esta ferramenta de modelação tridimensional é que a deformação que ocorre na camada de balastro na fiada horizontal de elementos finitos imediatamente sob a posição da travessa, apresenta menor amplitude do que a que ocorre na fiada



Fig. 7 – Aspeto da deformada após 1 milhão de passagens do bogie do Alfa Pendular.

imediatamente sob essa, ou seja, na segunda fiada horizontal. Esta diferença é especialmente visível nos elementos localizados sob a extremidade da travessa e será avaliada em pormenor em seguida.

Através de uma análise mais detalhada da variação das tensões naquelas zonas da camada de balastro, aquando da passagem do veículo, é possível compreender melhor o motivo daquele comportamento de longo prazo que deu origem a distintos níveis de deformação plástica. De facto, e como seria expectável, os elementos da fiada imediatamente sob a travessa são aqueles que evidenciam maiores amplitudes de pressão média, p (Eq.4), e de tensão deviatórica, q (Eq. 5), como era de esperar, pois encontram-se mais próximos do ponto de aplicação de carga – a base da travessa.

A Figura 8 ilustra a variação no tempo de p e de q, aquando da passagem do Alfa Pendular, em elementos localizados respetivamente sob a extremidade da travessa (a1), sob o carril (b1) e ao centro da via (c1). As curvas apresentam dois máximos relativos, referentes aos dois ciclos de carga provocados pela passagem dos dois eixos do modelo do bogie do veículo. É de notar que entre a passagem dos dois eixos não ocorre uma descarga completa. Este tipo de comportamento é usual em vias-férreas e justificado pelo facto de a distância entre os eixos frequentemente não possibilitar



Fig. 8 – Variação da pressão média, p, e da tensão deviatórica, q, na camada de balastro, sob a travessa.

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 155 – julho/julio/july 2022 – pp. 119-149 https://doi.org/10.14195/2184-8394 155 6 – © 2022 Sociedade Portuguesa de Geotecnia uma separação dos efeitos de cada um, desaconselhando análises com apenas um eixo de carregamento por simulação.

No entanto, conforme apresentado na Figura 9, verifica-se que os elementos da 2^a fiada horizontal sob a travessa (por exemplo, os elementos a2, b2 e c2 na Figura 8), são sujeitos a trajetórias de tensões que correspondem a valores da razão q/p de pico, $(q/p)_{cyc}$, cerca de 35 a 45% superiores, no final da simulação (N = 1E6). Inclusive, os elementos da 4º fiada horizontal (a4, b4 e c4 na Figura 8), imediatamente sobre a camada de sub-balastro, apresentam valores superiores de $(q/p)_{cyc}$ quando comparado com os da 1^a fiada, como se pode observar na Figura 9. Embora, para cada elemento, se observe uma ligeira variação na trajetória de tensões, comparando a primeira passagem do veículo (N = 1) com a última passagem (N = 1E6), as diferenças identificadas entre os elementos, relativamente os valores de $(q/p)_{cyc}$, parecem manter-se ao longo

da simulação. Verifica-se, no entanto, que a amplitude de tensões sob a extremidade da travessa parece diminuir com N (situação mais evidente no elemento a1), enquanto tende a aumentar ao centro da via (por exemplo em c1). Este comportamento está relacionado com o fenómeno identificado anteriormente em que as camadas de apoio, nomeadamente o balastro, tende a deformar mais sob a extremidade das travessas e menos na zona central, consequentemente, conduzindo a uma distribuição de cargas mais uniforme sob a travessa, com o aumento de N. Este comportamento parece contribuir para a estabilização local da evolução da deformação plástica da camada, eventualmente atingindo-se uma situação de *shakedown* elástico (Werkmeister et al., 2001).

A Figura 10 apresenta a relação entre o aumento de N, numa escala logarítmica, e a evolução do assentamento avaliado ao nível da travessa (a cheio) e ao nível do balastro sob a mesma travessa (a traço interrompido), em dois alinhamentos verticais distintos: no centro da via e no alinhamento vertical do carril. Os pontos, a cheio, assinalados nas curvas indicam as iterações em que foi atualizada a configuração deformada da infraestrutura, conforme descrito anteriormente e identificado na Figura 6.

A evolução dos assentamentos apresentados na Figura 10(a), relativamente à simulação AP, sugere ter-se atingido o *shakedown* elástico, ou seja, para este nível de carga e nesta configuração de via homogénea sem irregularidades, após cerca de 1E5 passagens, o sistema passou a responder em regime totalmente elástico, logo sem componente plástica adicional. É interessante verificar que



Fig. 9 – Trajetória de tensões, no espaço (p, q), de 9 elementos sob a travessa central (Figura 8).ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 155 – julho/julio/july 2022 – pp. 119-149135https://doi.org/10.14195/2184-8394_155_6 – © 2022 Sociedade Portuguesa de Geotecnia135

no alinhamento sob o carril, aproximadamente a partir de N = 400, evidencia-se uma divergência entre os valores de assentamento na travessa e os correspondentes no balastro. Esta divergência corresponde ao desenvolvimento da condição em que a travessa, quando em repouso, permanece apenas apoiada na zona central da via, em resultado de a deformada elástica da travessa (devido apenas ao peso próprio do armamento da via) deixar de ser compatível com a deformada do balastro que, entretanto, se desenvolveu por baixo desta.

No caso da simulação IC, Figura 10(b), relativa à locomotiva do Intercidades, verificaram-se maiores amplitudes de assentamento, como seria de esperar, devido à solicitação mais elevada daquele veículo (carga por eixo cerca de 60% superior). No final desta simulação, apesar de se ter atingido uma baixa taxa de deformação com o aumento de *N*, a acumulação plástica de deformação mantém-se, ao contrário do caso da simulação AP mencionada anteriormente. A título de exemplo, entre N = 1E5 e N = 1E6, a taxa de assentamento ao nível do balastro, sob a travessa no alinhamento vertical carril, na simulação IC foi cerca de 15 vezes superior à da simulação AP (3,5 × 10⁻⁸ mm/N, no caso de IC, e 2,2 × 10⁻⁹ mm/N, no caso AP).

Relativamente à forma das curvas de assentamento, constata-se que em escala logarítmica elas apresentam uma evolução não-linear, com formato semelhante às obtidas em ensaios triaxiais com balastro (Suiker, 2002) e a ensaios efetuados em modelos físicos de via balastrada (Abadi et al., 2016).



Fig. 10 – Evolução dos assentamentos ao nível da travessa (a cheio) e do balastro sob a travessa (a traço interrompido), em dois alinhamentos verticais distintos: no centro da via e no alinhamento do carril, nas simulações: a) AP; b) IC.

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 155 – julho/julio/july 2022 – pp. 119-149 https://doi.org/10.14195/2184-8394 155 6 – © 2022 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

3.2 – Introdução de uma travessa sem apoio na camada de balastro

Após a apresentação de alguns resultados relativos às simulações AP e IC (Quadro 3), nesta secção apresentam-se os resultados das simulações em que se introduziu um espaçamento de 3 mm entre a base da travessa central do modelo e a camada de balastro, de forma a gerar uma travessa suspensa. Como descrito anteriormente, às simulações com esta anomalia na via-férrea foram atribuídas as designações "AP_h" e "IC_h", para os casos em que se considerou o veículo Alfa Pendular ou o Intercidades, respetivamente, e cujos resultados são também comparados nesta secção com os obtidos nas simulações AP e IC.

Na Figura 11 apresenta-se a evolução do nivelamento longitudinal do carril que, nos cenários com travessa suspensa, ilustra a influência do desenvolvimento da deformação da camada de balastro na geração e amplificação de um defeito de geometria. Os pequenos quadrados representam a posição relativa das travessas aquando da última iteração (N = 1E6). Como referido anteriormente, as simulações AP (Figura 11a) e IC (Figura 11b) mantêm um perfil longitudinal praticamente horizontal ao longo do acumular de ciclos de carga porque a solicitação sob cada travessa se mantém praticamente idêntica, de iteração para iteração. Consequentemente, conduz a configurações de deformação permanente aproximadamente idênticas no balastro, sob cada travessa, como evidenciado na Figura 7 anterior. No entanto, no que se refere às simulações em que se introduziu uma travessa suspensa (assinalada na figura por um pequeno quadrado preenchido a vermelho), AP_h (Figura 11c) e IC_h (Figura 11d), apesar de o nivelamento inicial também ser praticamente horizontal, evidencia-se claramente a geração e agravamento de um defeito, na forma de uma bacia, causado pela anomalia introduzida no modelo. A extensão e amplitude do defeito, na forma de assentamento diferencial entre a posição do carril na extremidade do modelo e na zona da travessa mal apoiada, é claramente mais notória na simulação ICh (cerca de 2 vezes superior), quando comparado com a da APh, como seria de esperar.



Fig. 11 – Evolução do perfil longitudinal do carril da via para as diferentes simulações: a) AP;
b) IC; c) AP_h; d) IC_h

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 155 – julho/julio/july 2022 – pp. 119-149 https://doi.org/10.14195/2184-8394 155 6 – © 2022 Sociedade Portuguesa de Geotecnia Também é interessante observar que, ao contrário do verificado na simulação AP_h , o ponto de maior assentamento da bacia na simulação IC_h não corresponde à posição da travessa suspensa, mas sim, cerca de 0,3 m adiante, no sentido de circulação do veículo. Esta diferença poderá dever-se ao facto de a componente inercial do veículo Intercidades apresentar maior preponderância, em comparação com o Alfa Pendular. Consequentemente, devido ao movimento do veículo, é gerada uma solicitação ainda mais gravosa (em termos da amplitude e características do impulso transmitido) na travessa imediatamente a seguir à travessa suspensa. Igualmente, é possível observar que o comprimento da bacia é maior no cenário IC_h , comparando com o cenário AP_h . Estas observações permitem concluir que a forma e amplitude dos defeitos de geometria de via vão depender das características dos veículos circulantes, não apenas em termos dos seus pesos por eixo, mas também das suas características geométricas e dinâmicas.

O facto de esta abordagem de modelação numérica permitir simular a interação dinâmica entre o modelo do veículo e o modelo da infraestrutura, possibilitando a consideração de geometrias irregulares do carril, de variações nas condições de apoio das camadas e de relações não lineares tanto de contacto entre os rodados e o carril, como de contacto entre as travessas e o balastro e de resposta resiliente não linear do material de balastro, tornam esta abordagem robusta e especialmente adequada para analisar este tipo de problemas, em particular porque os aspetos agora mencionados, tipicamente, tendem a variar de uma forma não uniforme a longo prazo.

Uma forma de avaliar a influencia desta anomalia na resposta do sistema veículo-via consiste na análise das forças de interação verticais entre o rodado e o carril. Assim, apresentam-se na Figura 12 os registos da componente dinâmica da força de interação entre o rodado dianteiro dos veículos e o carril ao longo do modelo. Os valores apresentados correspondem à força de interação, subtraídos do valor de carga vertical estática do respetivo veículo, habitualmente designada por componente dinâmica. São apresentados os resultados das quatro simulações em estudo, tanto na primeira passagem do veículo, para N = 1 (a traço interrompido), como na configuração final de N = 1E6(linha a cheio). É de notar que foi aplicado um filtro passa baixo aos registos, com frequência de corte de 80 Hz, de forma a remover as componentes de frequência mais elevada dos sinais apresentados, uma vez que apresentam menos relevância para este estudo.

E possível verificar que nas simulações AP e IC, a interação veículo-via é pouco afetada pelo desenvolvimento da deformação permanente na camada de balastro. Isto deve-se ao que foi descrito anteriormente que, nestas simulações, o nivelamento longitudinal mantém-se quase horizontal ao





ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 155 – julho/julio/july 2022 – pp. 119-149 https://doi.org/10.14195/2184-8394_155_6 – © 2022 Sociedade Portuguesa de Geotecnia longo das sucessivas iterações, porque se desenvolve, de forma generalizada, um assentamento praticamente idêntico sob todas as travessas – portanto, sem se desenvolverem assentamentos diferenciais relevantes avaliados ao nível do carril. O carácter oscilatório observado nestes registos deve-se essencialmente ao carácter discreto do apoio dos carris nas travessas. Por outro lado, nas simulações AP_h e IC_h, a existência de uma travessa suspensa provoca, desde o primeiro momento, uma perturbação brusca quando o veículo atravessa o local dessa travessa. Nesses dois casos, verifica-se, também, que a amplitude da componente dinâmica tende a aumentar com *N*, pelo facto de o defeito de geometria também se agravar, nomeadamente a amplitude do assentamento diferencial avaliado ao nível do carril.

Na Figura 13 comparam-se as quatro simulações em estudo, em termos da evolução do assentamento avaliado ao nível da travessa (a cheio) e ao nível do balastro sob a mesma travessa (a traço interrompido), em dois alinhamentos verticais distintos: no centro da via e no alinhamento vertical do carril. Nesta comparação, uma vez que a travessa central do modelo (x = 0 m) se encontra suspensa nas simulações AP_h e IC_h, consideraram-se os resultados relativos à travessa na posição x = 0,6 m. Para além desse motivo, também se identificou que na simulação IC_h a posição



Fig. 13 – Comparação da evolução dos assentamentos ao nível da travessa (a cheio) e do balastro sob a travessa (a traço interrompido), em dois alinhamentos verticais distintos: no centro da via e no alinhamento do carril, nas quatro simulações estudadas: a) AP; b) IC; c) AP_h; d) IC_h.

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 155 – julho/julio/july 2022 – pp. 119-149 https://doi.org/10.14195/2184-8394 155 6 – © 2022 Sociedade Portuguesa de Geotecnia x = 0,6 m correspondia à situação mais gravosa em termos de assentamento (Figura 11d) e de solicitação do veículo (Figura 12).

Comparando a evolução do assentamento dos cenários AP e IC com a dos respetivos cenários AP_h e IC_h, verifica-se que os cenários sem travessa suspensa praticamente estabilizaram em termos de assentamentos, como comentado atrás, mas os resultados com travessa suspensa, e em particular aqueles obtidos com o IC, encontram-se ainda em fase de deformação plástica progressiva. Observa-se, ainda, que nos modelos com a travessa suspensa, parece ocorrer uma antecipação do momento em que ocorre a divergência entre as curvas de assentamento avaliadas na travessa e as avaliadas no balastro. Ou seja, o momento a partir do qual a deformação plástica acumulada na camada de balastro faz com que a travessa em repouso fique apenas apoiada no balastro na zona central da via. Por exemplo, no caso dos cenários AP e IC, esse momento parece ocorrer para N = 400 e N = 100, respetivamente, enquanto nos cenários AP_h e IC_h ocorre aproximadamente em N = 100 e N = 40, respetivamente.

Esta divergência é igualmente notória na resposta transiente da estrutura, conforme apresentado Figura 14, a qual apresenta (para as travessas nas coordenadas x indicadas) o deslocamento vertical das travessas sob a posição do carril (a traço interrompido) e do balastro sob esse ponto da travessa (linha a cheio) à passagem do veículo. A situação inicial (N = 1) encontra-se identificada a vermelho e a final (N = 1E6), a negro. Nas curvas visualiza-se o momento da passagem dos dois eixos do bogie, identificados por dois valores de pico. Na configuração final de N = 1E6, verificase que, na maioria das situações, nos instantes antes e depois do atravessamento dos eixos (aproximadamente t < 0.1 s e t > 0.25 s), não existe sobreposição da linha a cheio (relativa ao balastro) com a linha a traço interrompido (relativa à travessa) - isto significa que nesses instantes não há contacto entre travessa e balastro, sob o alinhamento vertical do carril (y = 0.75 m). Este comportamento é mais notório nas simulações com o Intercidades devido à solicitação mais gravosa desse veículo. Com a aproximação do eixo do veículo à travessa e direta solicitação da mesma, esse pequeno espaço é fechado, correspondendo à situação de sobreposição das curvas. Veja-se, por exemplo, que nas simulações AP_h (Figura 14c) e IC_h (Figura 14d), essa sobreposição nunca chega a ocorrer na travessa central (x = 0,0) pelo facto de se ter introduzido, propositadamente, o espacamento de 3 mm entre a travessa e o balastro, como referido anteriormente. Apesar de não ocorrer contacto sob essas travessas, é interessante verificar que ocorre uma ligeira deflexão do balastro sob as mesmas. Essa deformação deve-se ao efeito da solicitação das travessas adjacentes que provocam uma bacia de deflexão geral na camada de balastro.

Outro aspeto diz respeito à perturbação provocada pela introdução da travessa suspensa. Em particular, comparando os registos obtidos entre as sucessivas travessas das simulações AP (Figura 14a) ou IC (Figura 14b), verifica-se uma homogeneidade das respostas de travessa para travessa ao longo do desenvolvimento do modelo, que resulta de a evolução de deformação permanente ser também uniforme, conforme referido anteriormente. No entanto, nas simulações AP_h (Figura 14c) e IC_h (Figura 14d), para além de se desenvolver uma divergência resultante dos diferentes ritmos de deformação do balastro entre travessas sucessivas, verificam-se, ainda, ligeiras perturbações nos registos, especialmente na posição x = 1,2 m, relativas a componentes de excitação de maior frequência. Estas perturbações devem-se certamente à presença da travessa suspensa que afeta a resposta do sistema via-veículo e, eventualmente, provoca uma amplificação das vibrações transmitidas em torno desse local.

Em relação ao impacto da presença de uma travessa suspensa, verifica-se um agravamento apreciável no estado de tensão no interior da camada de balastro, como demonstrado na Figura 15. Para cada uma das quatro simulações em estudo, a figura apresenta a trajetória de tensões (no espaço p - q) em 4 elementos finitos identificados anteriormente na Figura 8 ("a" refere-se à posição sob a extremidade da travessa; "c" ao eixo da via; "1" e "2", respetivamente à primeira e segunda fiada horizontal sob a travessa). Nesta figura a situação inicial (N = 1) também se encontra representada a vermelho e a final (N = 1E6) a negro.


Fig. 14 – Deslocamento vertical da travessa na posição *x* (a traço interrompido) e do balastro sob a travessa (a cheio) para *N*=1 (a vermelho) e *N*=1E6 (a negro), nos diferentes cenários: a) AP; b) IC; c) AP_h; d) IC_h.

No que se refere aos elementos no alinhamento vertical sob a extremidade da travessa ("a1" e "a2"), entre a situação inicial e a final, verifica-se uma redução generalizada da variação de q: da ordem de 10 a 20%, no caso das simulações sem travessa suspensa; de 24% no caso de AP_h; e mais expressivamente de 34 a 40% no caso de IC_h. No que se refere à zona central sob a travessa, verifica-se uma situação oposta de agravamento de q, mas com aumentos relativos mais uniformes entre as várias simulações: cerca de 14 a 22%. Esta evolução da distribuição de tensões sob a travessa resulta do que já foi referido anteriormente, em que a zona da extremidade da travessa é submetida a solicitações mais gravosas, conduzindo a uma acumulação de deformação plástica mais acentuada nessas zonas. Como consequência, a longo prazo, vai ocorrendo uma redistribuição das cargas, das zonas de extremidade para a zona central da travessa. Veja-se, por exemplo, que as amplitudes de p e de q no elemento "a1" (sob a extremidade da travessa) da simulação, com N = 1E6. No entanto, no elemento "c1" (sob o centro da travessa), ocorre o oposto.



Fig. 15 – Variação de p e q nas posições a1, c1, a2 e c2 no interior da camada de balastro sob a travessa (na extremidade e no centro da via) na posição x = 0,6 m, para N = 1 (a vermelho) e N = 1E6 (a negro).

Com vista a se obter uma melhor visualização da distribuição espacial da variação da tensão deviatórica, Δq , na camada de balastro, imediatamente sob as travessas, na Figura 16 apresentam-se mapas de cores relativos aos valores máximos de Δq atingidos em cada elemento, aquando da passagem dos veículos, no final das simulações estudadas (N = 1E6). No caso das simulações sem travessa suspensa, os valores máximos de Δq sob as travessas variam entre 12 e 52 kPa, no caso de AP, e entre 17 e 77 kPa, em IC, mantendo-se um padrão de distribuição de carga sob a travessa praticamente idêntico em todas as travessas.

Nas simulações com travessa suspensa, como referido anteriormente, verificou-se um agravamento das solicitações sob as travessas adjacentes à travessa suspensa, especialmente na travessa seguinte, em x = 0.6 m, e de forma mais marcante na simulação IC. Os valores máximos de Δq sob as travessas variam entre 12 e 75 kPa, no caso de AP_h (um aumento de 44%, relativamente a AP), e entre 17 e 114 kPa, em IC_h (um aumento de 48%, relativamente a IC).

Verifica-se, ainda, que no final das simulações, aparentemente é a zona sob o alinhamento vertical dos carris que se encontra sujeita a maiores variações de Δq , embora inicialmente se tenha verificado que essa situação ocorria mais próximo da extremidade da travessa.



Fig. 16 – Variação máxima da tensão deviatórica, q, de cada elemento da camada de balastro (ao nível da base das travessas), aquando da passagem do veículo e para N = 1E6.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho apresentou-se a aplicação de uma metodologia para simular o comportamento de longo prazo de cenários hipotéticos de via-férrea, incluindo situações com uma perturbação estrutural – neste caso, a presença de uma travessa mal apoiada – com o objetivo de compreender em maior detalhe o comportamento complexo destas estruturas. Em particular, o estudo concentrouse na acumulação de deformação plástica da camada de balastro, considerando a interação dinâmica veículo-via, e o seu impacto interdependente no comportamento de longo prazo. A metodologia adotada considera um modelo robusto de acumulação de deformação para um elevado número de ciclos de carga para estimar a deformação plástica da camada de balastro e usa uma abordagem incremental auto-ajustada, em combinação com um modelo MEF tridimensional de análise dinâmica do sistema veículo-via-substrutura. A implementação foi efetuada de forma integrada num único programa de cálculo, escrito em *MATLAB*, designado por *Pegasus*.

Foi demonstrada a adequação do programa *Pegasus* para analisar a evolução de aspetos importantes sobre o desempenho da via-férrea, sem e com a presença de uma travessa mal apoiada, em função do número de ciclos de carga, incluindo: as forças de interação roda-carril; perfis de deformação e configurações tridimensionais; respostas transientes do sistema; e análises de trajetória de tensões.

Os casos de estudo aqui considerados correspondem a um segmento de via onde se considera que, hipoteticamente, as camadas de aterro estão totalmente estabilizadas, não apresentando comportamento plástico. Apenas a deformação plástica da camada de balastro é considerada. Por outro lado, a parametrização do modelo de acumulação plástica do balastro foi feita com base em ensaios triaxiais em material novo de balastro, e sabe-se que, com o acumular do tempo e das operações de ataque mecânico pesado, é de prever que as características de degradação do balastro se alterem (Selig e Waters, 1994; Lim, 2004; Nålsund, 2014). Ainda, apesar da consideração da

travessa suspensa, há outras características tipicamente não homogéneas em vias-férreas reais, que foram aqui assumidas como homogéneas, como por exemplo a geometria inicial da via, ou a superfície da mesa de rolamento dos carris, ou a rigidez de apoio da superestrutura da via, ou o desgaste ao nível das próprias rodas. Por estas razões, salienta-se que os valores acumulados de assentamento obtidos nos cálculos são justificadamente inferiores àqueles previsíveis em vias-férreas em operação, o que por si só não retira valor à qualidade dos resultados apresentados, nem limita a possibilidade de análise sobre os mesmos aqui efetuada.

As simulações numéricas conduzidas neste trabalho, e as correspondentes análises e discussões de resultados, permitiram concluir que:

- a) O assentamento do balastro não é homogéneo sob as travessas. Nas condições analisadas, verificou-se que o assentamento se agrava do centro da travessa para as suas extremidades, fazendo com que gradualmente as extremidades das travessas fiquem parcialmente suspensas quando não carregadas pelos veículos. O contacto é restabelecido durante a passagem dos eixos sobre as mesmas. Este aspeto tem impacto na resposta quase-estática medida nas extremidades da travessa e nos próprios carris, dado que existe uma componente de deformação associada ao encosto da travessa no balastro subjacente.
- b) Não obstante esta característica irregular do assentamento do balastro sob a travessa, verificou-se que em termos de tensões, o efeito da deformação plástica de longo-prazo tende a promover uma maior uniformidade em termos de tensões de pico no balastro sob a travessa, havendo uma redução das tensões máximas sob a extremidade da travessa e um aumento das tensões máximas sob o seu centro, de forma que a situação mais gravosa, em termos de tensões, se transfere das extremidades da travessa para os alinhamentos sob os carris. O sistema gradualmente evolui no sentido de suavizar os valores máximos de tensão.
- c) Relativamente à possível existência de travessas suspensas, que corresponde a uma anomalia muito comum em vias-férreas, mostrou-se ser uma situação com um impacto muito significativo na evolução esperada do assentamento do balastro, devido à componente dinâmica do carregamento. Nos cálculos efetuados mostrou-se que o fator de amplificação de assentamentos foi de cerca de 1,8 para o caso do cenário com veículo Alfa-Pendular, e de 2,2 para o caso da locomotiva do Intercidades (assentamento medido ao eixo do carril, no balastro sob a travessa). Assim, pode afirmar-se que, em termos médios, a travessa suspensa promoveu uma duplicação do assentamento acumulado da camada de balastro.
- d) A comparação entre resultados de geometria de via alcançada ao fim de 1×10^6 passagens, considerando o cenário AP_h e o cenário IC_h, permite também concluir que a progressão dos assentamentos em vias balastradas depende mormente da intensidade de carga aplicada, em termos da sua componente quase-estática, mas também depende da geometria (distância entre eixos) e propriedades dinâmicas dos veículos circulantes (principalmente suspensão primária). Este aspeto condiciona não apenas a amplitude dos defeitos gerados, mas também a sua própria geometria.
- e) Já em termos de tensões na camada de balastro (que na realidade se traduzem em forças de contacto entre partículas), mostrou-se que, igualmente, a existência de uma travessa suspensa conduz a valores significativamente mais elevados das tensões de pico no balastro, tendo-se mostrado que, na vizinhança da travessa suspensa, a componente cíclica da tensão deviatórica pode aumentar no mesmo local cerca de 50% (de 77 kPa para 114 kPa no caso do IC, no alinhamento do carril). No entanto, constata-se que a inclinação da trajetória de tensões tem pouca variação, porque o aumento da tensão deviatórica (q) é geralmente acompanhado por um aumento da tensão média (p). Especificamente sob a travessa suspensa, a situação é naturalmente muito mais favorável, porque neste caso a travessa não chega a tocar no balastro subjacente aquando da passagem dos veículos.

Concluindo, a metodologia implementada permitiu avaliar a interdependência entre efeitos dinâmicos, como a interação roda-carril, e efeitos de longo prazo, como a evolução das trajetórias de tensões no interior da camada de balastro. Os resultados evidenciam que a resposta da via a longo prazo nestes locais é bastante complexa e variável no tempo e no espaço, e muito influenciada pela resposta transitória da interação veículo-via-substrutura, com um claro ciclo de retroalimentação entre esses dois processos.

5 – AGRADECIMENTOS

Parte deste trabalho foi financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 e Financiamento programático - UIDP/04708/2020 da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções e Financiamento Base - UIDB/04625/2020 da Unidade de Investigação CERIS - Civil Engineering Research and Innovation for Sustainability - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC). Os estudos foram desenvolvidos no âmbito da atividade do Grupo de Trabalho 1 "Geotecnia nos Pavimentos Rodoviários, Ferroviários e Aeroportuários" da Comissão Portuguesa de Geotecnia nos Transportes (CPGT) da SPG.

6 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abadi, T.; Le Pen, L.; Zervos, A.; Powrie, W. (2016). A Review and Evaluation of Ballast Settlement Models using Results from the Southampton Railway Testing Facility (SRTF); Procedia Engineering; Vol. 143; pp. 999-1006.
- Alves Costa, P.; Calçada, R.; Silva Cardoso, A. (2012). *Track–ground vibrations induced by railway traffic: In-situ measurements and validation of a 2.5D FEM-BEM model*; Soil Dynamics and Earthquake Engineering; Vol. 32; n.º 1; pp. 111-128.
- Aursudkij, B.; McDowell, G.R.; Collop, A.C. (2009). *Cyclic loading of railway ballast under triaxial conditions and in a railway test facility*; Granular Matter; Vol. 11; n.º 6; pp. 391-401.
- Ayachit, U. (2015). *The ParaView Guide: A Parallel Visualization Application*; Kitware; ISBN: 978-1930934306.
- Bathe, K.J. (1996). Finite Element Procedures; Prentice Hall; ISBN: 9780133014587.
- Bowles, J.E. (1997). Foundation Analysis and Design; Ed. 5; Singapore: McGraw-Hill; ISBN: 978-0-07-118844-9.
- Brown, S.; Pell, P. (1967). An experimental investigation of the stresses, strains and deflections in layered pavement structure subjected to dynamic loads; 2nd Int. Conf. on Structural Design of Asphalt Pavements; Michigan, Ann Arbor; pp. 487–504.
- Calçada, R. (1995). *Efeitos dinâmicos em pontes resultantes do tráfego ferroviário a alta velocidade*; M.Sc. Thesis; Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Charoenwong, C.; Connolly, D.P.; Woodward, P.K.; Galvín, P.; Alves Costa, P. (2022). *Analytical forecasting of long-term railway track settlement*; Computers and Geotechnics; Vol. 143; pp. 104601.
- Chen, C.; McDowell, G.R. (2016). An investigation of the dynamic behaviour of track transition zones using discrete element modelling; Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit; Vol. 230; n.º 1; pp. 117-128.

- Connolly, D.P.; Galvín, P.; Olivier, B.; Romero, A.; Kouroussis, G. (2019). A 2.5D time-frequency domain model for railway induced soil-building vibration due to railway defects; Soil Dynamics and Earthquake Engineering; Vol. 120; pp. 332-344.
- Cundall, P.A.; Strack, O.D.L. (1979). A discrete numerical model for granular assemblies; Geotechnique; Vol. 29; n.º 1; pp. 47-65.
- Dahal, B.; Mishra, D. (2020). Discrete Element Modeling of Permanent Deformation Accumulation in Railroad Ballast Considering Particle Breakage; Frontiers in Built Environment; Vol. 5; n.º 145.
- Dahlberg, T. (2001). Some railroad settlement models a critical review; Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit; Vol. 215; n.º 4; pp. 289-300.
- Fortunato, E.; Paixão, A.; Fontul, S. (2012). Improving the use of unbound granular materials in railway sub-ballast layer; Advances in Transportation Geotechnics Ii; Hokkaido University, Japan; 10-12 Sep. 2012; pp. 522-527.
- Fortunato, E.; Paixão, A.; Varandas, J.N. (2021). Modelação numérica avançada do comportamento estrutural de vias-férreas; In: Modelação matemática em engenharia de transportes: a experiência do Departamento de Transportes do LNEC; Lemonde de Macedo, A., et al. (eds.); pp. 1-32; Lisboa: LNEC-Laboratório Nacional de Engenharia Civil; ISBN: 978-972-49-2314-7.
- Galvín, P.; Romero, A.; Domínguez, J. (2010). Fully three-dimensional analysis of high-speed train-track-soil-structure dynamic interaction; Journal of Sound and Vibration; Vol. 329; n.º 24; pp. 5147-5163.
- Grassie, S.L.; Cox, S.J. (1985). *The Dynamic Response of Railway Track With Unsupported Sleepers*; Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part D: Transport Engineering; Vol. 199; n.º 2; pp. 123-136.
- Guo, Y.; Zhao, C.; Markine, V.; Jing, G.; Zhai, W. (2020). *Calibration for discrete element modelling of railway ballast: A review*; Transportation Geotechnics; Vol. 23; pp. 100341.
- Hou, W.; Feng, B.; Li, W.; Tutumluer, E. (2018). Evaluation of Ballast Behavior under Different Tie Support Conditions using Discrete Element Modeling; Transportation Research Record; Vol. 2672; n.º 10; pp. 106-115.
- Hughes, T.J.R. (2012). The Finite Element Method: Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis; Dover Publications; ISBN: 9780486135021.
- Hunt, H.E.M. (1997). Settlement of railway track near bridge abutments; Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Transport; Vol. 123; n.º 1; pp. 68-73.
- Jing, G.Q.; Aela, P.; Fu, H.; Yin, H. (2019). Numerical and experimental analysis of single tie push tests on different shapes of concrete sleepers in ballasted tracks; Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit; Vol. 233; n.º 7; pp. 666-677.
- Kempfert, H.-G.; Hu, Y. (1999). *Prediction on the long-term behavior of subsoils under high-speed railways*; Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure; Amsterdam.
- Kouroussis, G.; Connolly, D.P.; Alexandrou, G. e Vogiatzis, K. (2015). *The effect of railway local irregularities on ground vibration*; Transportation Research Part D: Transport and Environment; Vol. 39; n.º Supplement C; pp. 17-30.

- Lekarp, F.; Isacsson, U.; Dawson, A. (2000). *State of the Art. I: Resilient Response of Unbound Aggregates*; Journal of Transportation Engineering; Vol. 126; n.º 1; pp. 66-75.
- Li, X.; Ekh, M.; Nielsen, J.C.O. (2016). *Three-dimensional modelling of differential railway track settlement using a cycle domain constitutive model*; International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics; Vol. 40; n.º 12; pp. 1758-1770.
- Li, X.; Nielsen, J.C.O.; Pålsson, B.A. (2014). *Simulation of track settlement in railway turnouts*; Vehicle System Dynamics; Vol. 52; n.º sup1; pp. 421-439.
- Lim, W.L. (2004). *Mechanics of Railway Ballast Behaviour*; Ph.D. Thesis; Nottingham: University of Nottingham.
- Lu, M.; McDowell, G.R. (2007). *The importance of modelling ballast particle shape in the discrete element method*; Granular Matter; Vol. 9; n.º 1; pp. 69-80.
- Lundqvist, A.; Dahlberg, T. (2005). *Load impact on railway track due to unsupported sleepers*; Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit; Vol. 219; n.º 2; pp. 67-77.
- Lysmer, J.; Kuhlemeyer, R.L. (1969). *Finite dynamic model for infinite media*; Journal of the Engineering Mechanics Division; Vol. 95; n.º 4; pp. 859-877.
- Mauer, L. (1995). An Interactive Track-Train Dynamic Model for Calculation of Track Error Growth; Vehicle System Dynamics: International Journal of Vehicle Mechanics and Mobility; Vol. 24; n.º 1 supp 1; pp. 209 - 221.
- Nålsund, R. (2014). *Railway Ballast Characteristics, Selection Criteria and Performance*; Ph.D Thesis; Trondheim, Norway: Norwegian University of Science and Technology.
- Newton, S.G.; Clark, R.A. (1979). An Investigation into the Dynamic Effects on the Track of Wheelflats on Railway Vehicles; Journal of Mechanical Engineering Science; Vol. 21; n.º 4; pp. 287-297.
- Nielsen, J.C.O.; Li, X. (2018). Railway track geometry degradation due to differential settlement of ballast/subgrade – Numerical prediction by an iterative procedure; Journal of Sound and Vibration; Vol. 412; pp. 441-456.
- Niemunis, A.; Wichtmann, T.; Triantafyllidis, T. (2005). *A high-cycle accumulation model for sand*; Computers and Geotechnics; Vol. 32; n.º 4; pp. 245-263.
- Paixão, A. (2014). *Transition zones in railway tracks: An experimental and numerical study on the structural behaviour*; Ph.D. Thesis; Porto: University of Porto, Faculty of Engineering.
- Paixão, A.; Fortunato, E.; Calçada, R. (2016a). A numerical study on the influence of backfill settlements in the train/track interaction at transition zones to railway bridges; Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit; Vol. 230; n.º 3; pp. 866-878.
- Paixão, A.; Varandas, J.N.; Fortunato, E. (2021). Dynamic Behavior in Transition Zones and Long-Term Railway Track Performance; Frontiers in Built Environment; Vol. 7; n.º 658909.
- Paixão, A.; Varandas, J.N.; Fortunato, E.; Calçada, R. (2016b). Non-linear behaviour of geomaterials in railway tracks under different loading conditions; 3rd International Conference on Transportation Geotechnics (CTG 2016); Guimarães, Portugal; 04-07 Sep. 2016.

- Paixão, A.; Varandas, J.N.; Fortunato, E.; Calçada, R. (2016c). Non-Linear Behaviour of Geomaterials in Railway Tracks under Different Loading Conditions; Procedia Engineering; Vol. 143; pp. 1128-1135.
- Paixão, A.; Varandas, J.N.; Fortunato, E.; Calçada, R. (2018). Numerical simulations to improve the use of under sleeper pads at transition zones to railway bridges; Engineering Structures; Vol. 164; pp. 169-182.
- Ramos, A. (2021). Avaliação do comportamento dinâmico a longo prazo de soluções ferroviárias inovadoras; Ph.D. Thesis; Guimarães: Universidade do Minho.
- Ribeiro, D.; Calçada, R.; Delgado, R.; Brehm, M.; Zabel, V. (2013). *Finite-element model* calibration of a railway vehicle based on experimental modal parameters; Vehicle System Dynamics; Vol. 51; n.º 6; pp. 821-856.
- Selig, E.T.; Li, D. (1994). *Track modulus: its meaning and factors influencing it*; Transportation Research Record; Vol. 1470; pp. 47-74.
- Selig, E.T.; Waters, J.M. (1994). *Track geotechnology and substructure management*; London: Thomas Telford; ISBN: 07-2772-013-9.
- Shan, Y.; Albers, B.; Savidis, S.A. (2013). *Influence of different transition zones on the dynamic response of track–subgrade systems*; Computers and Geotechnics; Vol. 48; n.º -; pp. 21-28.
- Shan, Y.; Zhou, S.; Zhou, H.; Wang, B.; Zhao, Z.; Shu, Y.; Yu, Z. (2017). Iterative Method for Predicting Uneven Settlement Caused by High-Speed Train Loads in Transition-Zone Subgrade; Transportation Research Record; Vol. 2607; n.º 1; pp. 7-14.
- Shi, J.; Chan, A.H.; Burrow, M.P.N. (2013). *Influence of unsupported sleepers on the dynamic response of a heavy haul railway embankment*; Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit; Vol. 227; n.º 6; pp. 657-667.
- Shih, J.-Y.; Grossoni, I.; Bezin, Y. (2019). Settlement analysis using a generic ballasted track simulation package; Transportation Geotechnics; Vol. 20; pp. 100249.
- Suiker, A.S.J. (2002). *The Mechanical Behaviour of Ballasted Railway Tracks*; Ph.D Thesis; Delft: Delft University of Technology.
- Suiker, A.S.J.; Borst, R.d. (2003). *A numerical model for the cyclic deterioration of railway tracks*; International Journal for Numerical Methods in Engineering; Vol. 57; n.º 4; pp. 441-470.
- Varandas, J.N. (2013). Long-term behaviour of railway transitions under dynamic loading; Ph.D. Thesis; Lisboa: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.
- Varandas, J.N.; Holscher, P.; Silva, M.A.G. (2014a). Settlement of ballasted track under traffic loading: application to transition zones; Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit; Vol. 228; n.º 3; pp. 242-259.
- Varandas, J.N.; Hölscher, P.; Silva, M.A.G. (2016a). *Three-dimensional track-ballast interaction model for the study of a culvert transition*; Soil Dynamics and Earthquake Engineering; Vol. 89; pp. 116-127.
- Varandas, J.N.; Paixão, A.; Fortunato, E. (2017). A study on the dynamic train-track interaction over cut-fill transitions on buried culverts; Computers & Structures; Vol. 189; pp. 49-61.
- Varandas, J.N.; Paixão, A.; Fortunato, E.; Hölscher, P. (2016b). A numerical study on the stress changes in the ballast due to train passages; 3rd International Conference on Transportation Geotechnics (CTG 2016); Guimarães, Portugal; 04-07 Sep. 2016.

- Varandas, J.N.; Silva, R.; Silva, M.A.G.; Hölscher, P. (2012). *The impact of rail corrugation on the degradation of ballast*; 1st International Conference on Railway Technology: Research, Development and Maintenance (Railways 2012); Las Palmas, Gran Canaria, Spain; 18-20 Apr. 2012; pp. 534-546.
- Varandas, J.N; Paixão, A.; Fortunato, E.; Hölscher, P.; Calçada, R. (2014b). Numerical modelling of railway bridge approaches: influence of soil non-linearity; The International Journal of Railway Technology; Vol. 3; n.º 4; pp. 73-95.
- Varandas, J.N.; Paixão, A.; Fortunato, E.; Zuada Coelho, B.; Hölscher, P. (2020). Long-term deformation of railway tracks considering train-track interaction and non-linear resilient behaviour of aggregates – a 3D FEM implementation; Computers and Geotechnics; Vol. 126; pp. 103712.
- Wang, H.; Markine, V. (2018). Modelling of the long-term behaviour of transition zones: Prediction of track settlement; Engineering Structures; Vol. 156; pp. 294-304.
- Werkmeister, S.; Dawson, A.; Wellner, F. (2001). *Permanent Deformation Behavior of Granular Materials and the Shakedown Concept*; Transportation Research Record; n.º 1757; pp. 75-81.
- Zhai, W.M. (1996). Two simple fast integration methods for large-scale dynamic problems in engineering; International Journal for Numerical Methods in Engineering; Vol. 39; n.º 24; pp. 4199-4214.
- Zhu, J.Y.; Thompson, D.J.; Jones, C.J.C. (2011). On the effect of unsupported sleepers on the dynamic behaviour of a railway track; Vehicle System Dynamics: International Journal of Vehicle Mechanics and Mobility.

The Best Solution!

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

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

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

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





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



Belgo Bekaert Arames

BELGO GeoTech

Saiba mais em: belgogeotech.com.br

TRANSFORMATIVE ENGINEERING, MANAGEMENT,

AND INNOVATION

DELIVERING RESULTS

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

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



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

+55 31 2519-1001

dfmais.eng.br comercial@dfmais.eng.br





The Ground is our Challenge

PRINCIPAIS ÁREAS DE ATIVIDADE

Projeto, Fiscalização e Formação

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

www.jetsj.com



Biblioteca Central e Arquivo Municipal Lisboa, Portugal Praças de Pedágio, P2 e P3 Santa Catarina, Brasil

> Poço de minério Kamsar, Guiné

Edifício Solar Santana Lisboa, Portugal

Sede

Rua Julieta Ferrão, 12 - Escritório 1501 1600-131 LISBOA, Portugal Tel.: [+351] 210 505 150 / 51 Email: info@jetsj.com www.linkedin.com/company/jetsj-geotecnia-lda/

CONSULTORES DE ENGENHARIA E AMBIENTE









GEOLOGIA E GEOTECNIA

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



Planeamento de Recursos Hídricos

- Aproveitamentos Hidráulicos
- Produção e Transporte de Energia Eléctrica
- Sistemas de Abastecimento de Água e de Águas Residuais e Pluviais
- Agricultura e Desenvolvimento Rural
- Infra-estruturas Rodoviárias, Ferroviárias e Aeroportuárias
- Ambiente
- **E**struturas Geotécnicas
- Cartografia e Cadastro
- Controle de Segurança e Reabilitação de Obras
- Gestão e Fiscalização de Empreendimentos

PORTUGAL REGIÃO CENTRO E SUL

5 de Outubro, 323 19-011 LISBOA : (351) 210 125 000, (351) 217 925 000 : (351) 217 970 348

ICPO

Av. Marquês de Tomar, 9, 6°. 1050-152 LISBOA Tel.:(351) 217 925 000 Fax:(351) 213 537 492

REGIÃO NORTE

Regiao NORTE Rua Mouzinho de Albuquerque, 744, 1°. 4450-203 MATOSINHOS Tel.: (351) 229 380 421 Fax:(351) 229 373 648 E-arcile constance and the statement

ANGOLA

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

MOCAMBIQUE

Centro de Escritorios. Pestana Rovuma Hotel. Rua da Se nº114, 4º Andar - 401 A, MAPUTO Tel.: (258) 21 328 813 Fax: (258) 21 016 165 Tim: (258) 820 047 454 E-mail: coba.mz@gmail.com

ARGÉLIA

ARGELIA 09, Rue des Frères Hocine El Biar - 16606, ARGEL Tel.: (213) 21 922 802 Fax: (213) 21 922 802

BRASIL Rio de Janeiro

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

Fortaleza

ratieza Senador Virgílio Távora 1701, Sala 403 Jeota - Fortaleza CEP 60170 - 251 .: (55 85) 3244 32 85 k: (55 85) 3244 32 85 : coba1@eisenhower.com.br

EMIRATOS ÁRABES UNIDOS LLI Business Center, Al Jazeera Stadium PO Box 38360, Abu Dhabi – U.A.E. Tal: (971) 2 495 0675 Fax: (971) 2 4454672



Maccaferri Rockfall barrier installed alongside mesh systems

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

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

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

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

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



in,

/maccaferri /maccaferrimatriz @Maccaferri_BR /MaccaferriWorld /maccaferriworld





BUILDING THE WORLD, BETTER



MEMBER OF

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





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





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



PIONEERING AND INNOVATION SINCE 1921



PORT FACILITY CONSTRUCTION NACALA - MOZAMBIQUE LICENCE NO. 24 - PUI



Building a better world. teixeiraduarteconstruction.com



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

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



SEGURANÇA É A NOSSA NÁTUREZA

Estabilização de taludes Slope stabilization

Queda de rochas Rockfall

Escorregamento Superficial Shallow landslides

Corridas detríticas Debris flow

Escavações subterrâneas Underground support

Para mais informações, acesse www.geobrugg.com





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, 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 Prefácio Foreword Eduardo Fortunato, José Estaire, Liedi Bernucci
- 11 Porosidade dos solos tropicais de subleitos de vias urbanas *Porosity of tropical soils for subgrade of urban roads Cassio E. L. de Paiva, Driely M. L. Alves, Maria Teresa Françoso, Irving J. Pizarro Marchena*
- 27 Comportamento cíclico e dinâmico de uma areia siltosa artificialmente cimentada Cyclic and dynamic behaviour of an artificially cemented silty sand Sara Rios, Fabrizio Panico, António Viana da Fonseca
- 55 Nuevos materiales sostenibles para balasto, subbalasto y capa de forma en infraestructuras ferroviarias New sustainable materials for ballast, subbalast and form layer in railway infrastructures Miquel Morata Royes, Joan Peset Iribarren, Valentí Fontserè Pujol
- 77 El problema de la caracterización ambiental de los RCD para su uso en la construcción de terraplenes en España *The problem of the CDW environmental characterization for their use in earthworks in Spain María Santana, José Estaire*
- **103** Cisalhamento direto de lastro ferroviário: Modelo numérico e sua calibração Direct shear of railway ballast: Numerical model and its calibration Sílvio Tumelero de Moraes, Paulo Pereira, Alfredo Gay Neto, Liedi Bernucci, Rosângela Motta, Edson Moura
- 119 Uma abordagem de modelação numérica tridimensional do comportamento de longo prazo de vias-férreas considerando a interação dinâmica veículo-via An approach for the tridimensional numerical modelling of the long-term behaviour of railway tracks considering the dynamic train-track interaction André Paixão, José Nuno Varandas, Eduardo Fortunato