

164 julho
julio
july
2025

GEOTECNIA



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica

50 ANOS
1971-2021

**IMPRESA DA
UNIVERSIDADE
DE COIMBRA**

EDITOR

Eduardo Fortunato, LNEC, Portugal

CO-EDITORES / CO-EDITORS

Alberto Sayão, PUC-Rio, Brasil

Fernando Pardo de Santayana, CEDEX, Espanha

EDITORES ASSOCIADOS / EDITORES ASOCIADOS / ASSOCIATE EDITORS

Ana Cristina Seira, UERJ, Brasil

César Sagaseta, U. Cantabria, Espanha

José Estaire, CEDEX, Espanha

José Neves, IST, Portugal

Paulo Cesar Maia, UENF, Brasil

Sara Rios, FEUP, 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

Antonio Gens Solé (U. P. Cataluña, Barcelona, Espanha)

António Viana da Fonseca (FEUP, Porto, Portugal)

Claudio Olalla Marañón (U. P. Madrid, Espanha)

Daniel Dias (U. Grenoble, França)

David Taborda (Imperial College, Londres, Reino Unido)

Diego Manzanal (U. P. Madrid, Espanha)

Eduardo Alonso Pérez de Ágreda (U. P. Cataluña, Barcelona, Espanha)

Emanuel Maranha das Neves (IST, U. Lisboa, Portugal)

Ennio Palmeira (U. Brasília, Brasil)

Enrique Asanza Izquierdo (CEDEX, Madrid, Espanha)

Eurípedes Vargas (PUC-Rio, 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)

Ignacio Pérez Rey (U. Vigo, Espanha)

Isabel Fernandes (FC, U. Lisboa, Portugal)

Joaquim Tinoco (U. Minho, Guimarães, Portugal)

Jorge Castro González (U. Cantabria, Santander, Espanha)

Jorge Zornberg (U. Texas, Austin, EUA)

José Luis de Justo Alpañés (U. Sevilla, Espanha)

José Vieira de Lemos (LNEC, Lisboa, Portugal)

Katia Bicalho (UFES, Vitória, Brasil)

Leandro Alejano Monge (U. Vigo, Espanha)

Luis Leal Lemos (FCT, U. Coimbra, Portugal)

Manuel Pastor Pérez (U. P. Madrid, Espanha)

Márcio S. Almeida (COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil)

Marcos Arroyo Álvarez de Toledo (U. P. Catalunya, Barcelona, Espanha)

Margarida Pinho-Lopes (U. Aveiro, Portugal)

Marina Bellaver Corte (PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil)

Michéle Casagrande (U. Brasília, Brasil)

Nilo Consoli (UFRGS, Porto Alegre, Brasil)

Nuno Cristelo (UTAD, Vila Real, Portugal)

Pablo Mira McWilliams (CEDEX, Madrid, Espanha)

Paulo da Venda Oliveira (FCT, U. Coimbra, Portugal)

Pedro Alves Costa (FEUP, Porto, Portugal)

Rafael Jiménez Rodríguez (U. P. Madrid, Espanha)

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)

Roberto Tomás Jover (U. Alicante, Espanha)

Rubén Ángel Galindo Aires (U. P. Madrid, Espanha)

Tácio M.P. Campos (PUC-Rio, 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@lneec.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, Espanha
Tel.: (+34) 91 335 7500
Fax: (+34) 91 335 7322
E-mail: info@semsig.org
<http://www.semsig.org>

3 Editorial

Eduardo Fortunato

5 Prefácio

Ana Vieira

Fernando Pardo de Santayana

Roberto Quental Coutinho

- 13 Economia circular na geotecnia: Caso de estudo no Riomar Shopping**
Circular economy in geotechnics: Case study at RioMar Shopping

André Azevedo Borgatto

Castorina Silva Vieira

Alexandre Duarte Gusmão

Stela Fucale

Andréa Batista de Farias Dias

- 43 Análise da resistência mecânica e permeabilidade de uma areia fina estabilizada com resíduos: Cal de carbureto e cinza de casca de arroz**
Analysis of the mechanical resistance and permeability of fine sand stabilized with residues: Carbide lime and rice husk ash

Cesar Alberto Ruver

Dionatta Willy de Quadros Fraga

Gabriel Melo Pacheco

- 65 Avaliação do comportamento mecânico e ambiental de resíduos inorgânicos para uso em obras geotécnicas sustentáveis**
Evaluation of the mechanical and environmental behaviour of inorganic waste materials for use in sustainable geotechnical works

Beatriz Sales Bandarra

Lana Sobral Vieira Escada Monteiro

Margarida João Quina

Paulo Alexandre Lopes de Figueiredo

Coelho

- 93 Conceitos e princípios da geotecnia ambiental aplicados na recuperação do passivo ambiental de São Pedro da Cova**
Concepts and principles of environmental geotechnics applied to the reclamation of the environmental liability of São Pedro da Cova

António José Roque

Vitor Monteiro

Maria João Coelho

- 123 **Caracterización resistente de los residuos y de las interfaces entre geosintéticos utilizados en vertederos**
Shear strength characterization of waste materials and the interfaces between geosynthetic layers used in landfill liners
Jorge Cañizal
Pablo Lapeña-Mañero
- 163 **Caracterización dinámica de suelos. Aplicación al estudio de relaves**
Dynamic characterization of soils. Application to the study of tailings
Rubén Ruiz Bravo
Ángel Tijera Carrión
Koldobika Sánchez Arroategui
Victor Parra Arroyo
- 191 **Desafios e soluções construtivas da estação Hospital Santo António do Metro do Porto**
Challenges and constructive solutions in Hospital Santo António station (Porto Metro)
Antony Pereira
Tiago Azeredo
Ana Carvalheira
Patrícia Lopes
Cândido Freitas
Inês Coelho
- 217 **Valoración de la interacción suelo-estructura en un falso túnel urbano termoactivo en Madrid**
Assessment of the soil-structure interaction in a cut-and-cover thermoactive urban tunnel in Madrid
Ignacio González Tejada
Jesús González Galindo
Javier Muñoz Antó
- 243 **Contexto atual do desenvolvimento de soluções de geotermia superficial em Portugal**
Current state of development of shallow geothermal solutions in Portugal
João S. Figueira
Rita Cerdeira
Pedro Madureira
Luís Coelho

Editorial

Eduardo Fortunato

Editor da Revista Geotecnia

Em face da importância e da receptividade que os volumes temáticos têm vindo a ter junto da comunidade técnico-científica, a Revista Geotecnia publica agora um sobre “Desafios da Sustentabilidade”. Este volume, disponibilizado no portal da Revista Geotecnia (<https://impactum-journals.uc.pt/geotecnia/>), foi preparado pelos Editores convidados Ana Vieira (pela SPG), Fernando Pardo de Santayana (pela SEMSIG) e Roberto Quental Coutinho (pela ABMS), a quem é devido um especial agradecimento por parte da Direção da Revista, o qual é extensivo a todos os autores e revisores dos artigos. Neste volume apresentam-se nove artigos que abordam diversos aspetos relativos à Geotecnia Ambiental, que passam pela ênfase na importância da economia circular, pelos aspetos técnicos, ambientais e económicos da utilização de subprodutos industriais em obras geotécnicas, pela remediação de áreas contaminadas, pela avaliação de características de resíduos e pelas preocupações ambientais na conceção de obras de engenharia civil. Acredita-se que a multiplicidade dos assuntos apresentados, e a profundidade na análise dos mesmos, farão desta coletânea um volume de referência na temática da Geotecnia Ambiental.

Ante la importancia y la receptividad que los volúmenes temáticos han ido teniendo entre la comunidad técnico-científica, la Revista Geotecnia publica ahora uno sobre “Desafíos de la Sostenibilidad”. Este volumen, disponible en el portal de la Revista Geotecnia (<https://impactum-journals.uc.pt/geotecnia/>), fue preparado por los Editores invitados Ana Vieira (por la SPG), Fernando Pardo de Santayana (por la SEMSIG) y Roberto Quental Coutinho (por la ABMS), a quienes se les debe un agradecimiento especial por parte de la Dirección de la Revista, el cual se extiende a todos los autores y revisores de los artículos. En este volumen se presentan nueve artículos que abordan diversos aspectos relacionados con la Geotecnia Ambiental, destacando la importancia de la economía circular, los aspectos técnicos, ambientales y económicos del uso de subproductos industriales en obras geotécnicas, la remediación de áreas contaminadas, la evaluación de características de residuos y las preocupaciones ambientales en el diseño de obras de ingeniería civil. Se cree que la multiplicidad de temas presentados y la profundidad en su análisis harán de esta colección un volumen de referencia en la temática de la Geotecnia Ambiental.

Considering the importance and receptivity that thematic volumes have been gaining within the scientific and technical community, Geotecnia Journal is now publishing one on “Challenges of Sustainability.” This volume, available on the Geotecnia Journal portal (<https://impactum-journals.uc.pt/geotecnia/>), was prepared by guest editors Ana Vieira (SPG), Fernando Pardo de Santayana (SEMSIG), and Roberto Quental Coutinho (ABMS), to whom the journal’s editorial team extends special thanks, as well as to all authors and reviewers of the articles. This volume features nine articles that address various aspects related to Environmental Geotechnics, including the emphasis on the importance of the circular economy, the technical, environmental, and economic aspects of using industrial by-products in geotechnical works, the remediation of contaminated areas, the assessment of waste characteristics, and environmental concerns in the design of civil engineering projects. It is believed that the diversity of topics presented, along with the depth of their analysis, will make this collection a reference volume in the field of Environmental Geotechnics.

Eduardo Fortunato

EDITOR

Prefácio / Prefacio / Foreword

Ana Vieira

Fernando Pardo de Santayana

Roberto Quental Coutinho

O presente número temático da revista *Geotecnia*, dedicado aos “Desafios da Sustentabilidade”, reúne um conjunto de artigos centrados na Geotecnia Ambiental, um domínio em clara expansão e crescente importância nos contextos da engenharia civil, das ciências da terra e do ordenamento do território. Numa época marcada por pressões ambientais sem precedentes, pela escassez de recursos naturais e pelo crescimento das populações urbanas, a Geotecnia Ambiental afirma-se como uma disciplina transversal, capaz de integrar conhecimentos técnicos, científicos e ambientais na resposta a problemas complexos e multidimensionais.

Este número visa evidenciar o papel cada vez mais relevante da Geotecnia Ambiental na mitigação de impactes ambientais, na reabilitação de passivos ambientais, na valorização de resíduos, no controlo de contaminações, na gestão de riscos naturais e na adaptação às alterações climáticas. As contribuições aqui reunidas refletem a diversidade de aplicações, metodologias e abordagens que caracterizam este campo, sublinhando o seu contributo decisivo para uma prática geotécnica mais sustentável, responsável e inovadora.

No trabalho de **Borgatto, Vieira, Gusmão, Fucale e Dias** (Borgatto et al., 2025) é investigada a aplicação da economia circular como estratégia para reduzir os impactes ambientais da construção civil, através de uma Avaliação do Ciclo de Vida comparativa entre dois cenários de pavimentação no estacionamento do RioMar Shopping, em Recife, Brasil: um cenário de construção tradicional e outro baseado em práticas de construção circular. Os resultados demonstraram que a adoção do cenário circular levou a uma redução das emissões de CO₂ de cerca de 91% e promoveu uma gestão mais eficiente dos resíduos, tendo sido evidenciado o potencial da economia circular para promover a sustentabilidade no setor, contribuindo para a mitigação das alterações climáticas e a conservação de recursos naturais.

No estudo de **Ruver, Fraga e Pacheco** (Ruver et al, 2025) é abordada a reutilização de subprodutos industriais e agroindustriais na estabilização de solos, como foco no desempenho do comportamento geotécnico dessas misturas. Foi avaliado o comportamento de uma areia fina eólica estabilizada com cal de carbureto e cinza de casca de arroz, ambos resíduos abundantes no Rio Grande do Sul, Brasil. Foram testados diferentes teores, proporções de ligantes, pesos volumétricos secos e tempos de cura (7, 28 e 60 dias), e avaliadas as respetivas resistência à compressão uniaxial e permeabilidade. Foi mostrado que o ganho de resistência e a redução da permeabilidade são influenciados pelo tempo de cura, peso e teor de ligantes, enquanto a proporção entre os ligantes se revelou pouca influência. Globalmente, foi demonstrado o potencial do uso combinado desses resíduos na estabilização de areias para aplicações geotécnicas.

No artigo de **Bandarra, Monteiro, Quina e Coelho** (Bandarra et al., 2025) é apresentada a avaliação do potencial técnico e ambiental da aplicação de escórias de incineração de resíduos sólidos urbanos e suas misturas com areia e rejeitos de mina de ferro em obras geotécnicas. Na caracterização experimental efetuada foram combinados ensaios geotécnicos, químicos e ecotoxicológicos. Os resíduos apresentaram baixo potencial de lixiviação e ausência de ecotoxicidade relevante. As misturas melhoraram a distribuição granulométrica, mantiveram densidade típica de solos e demonstraram boa compactabilidade, especialmente com adição de areia e após envelhecimento. Os resultados dos ensaios indicaram boa rigidez, baixa compressibilidade, permeabilidade adequada e resistência ao corte, comparável à de solos granulares densos. Foi concluído que

a as escórias e suas misturas apresentam um desempenho promissor para aplicação sustentável e ambientalmente segura em obras geotécnicas, contribuindo para a economia circular e a redução do consumo de recursos naturais.

Roque, Monteiro e Coelho (Roque et al., 2025) apresentam um caso de recuperação de passivos ambientais, onde foram explorados os conceitos fundamentais da Geotecnia Ambiental na remediação de áreas contaminadas. O caso refere-se ao processo de recuperação ambiental da antiga mina de carvão de São Pedro da Cova, em Gondomar, onde foram depositadas cerca de 290 mil toneladas de resíduos industriais da Siderurgia Nacional da Maia, entre 2001 e 2002. Inicialmente classificados como “claramente inertes”, esses resíduos revelaram-se perigosos, levando à suspensão da operação e, mais tarde, à realização de estudos técnicos e ambientais que fundamentaram a sua remoção. A intervenção, concluída em 2023, incluiu a remoção dos resíduos e a recuperação ambiental e paisagística da área, mitigando os riscos para o ambiente e a saúde pública, bem como os impactos sociais negativos causados pela gestão inicial inadequada. Foram destacadas duas medidas orientadas para a sustentabilidade e a economia circular: a reutilização local dos solos de recombimento, evitando a produção de cerca de 93 500 m³ de resíduos e reduzindo emissões de gases com efeito de estufa e a adoção de critérios ambientais no transporte dos resíduos.

O artigo de **Cañizal e Lapeña-Mañero** (Cañizal e Lapeña-Mañero, 2025) trata da estabilidade dos taludes em aterros sanitários, um tema de grande relevância, mas ainda pouco explorado na bibliografia técnica e na regulamentação. São apresentados estudos de investigação desenvolvidas ao longo de mais de três décadas pelo Grupo de Geotecnia da Universidade da Cantábria, com foco na caracterização dos parâmetros resistentes dos resíduos e das interfaces entre geossintéticos e solos. São mostrados diversos resultados de ensaios laboratoriais e de campo, bem como comparações com resultados disponíveis na literatura. O artigo reforça a importância de se avaliarem diferentes cenários de cálculo e de se adotarem fatores de segurança ajustados às condições específicas de cada caso, tendo em conta a deformação, a humidade e o comportamento das interfaces, aplicando metodologias adequadas à complexidade dos materiais presentes em aterros sanitários.

A temática do número especial evolui para a análise dinâmica de solos contaminados por atividades mineiras, conforme **Bravo, Carrión, Arrotegui e Arroyo** (Bravo et al., 2025), com foco na estabilidade e no comportamento sísmico de depósitos de rejeitos. O artigo apresenta uma introdução à dinâmica dos solos e aplica esse conhecimento ao estudo dos rejeitos do depósito de Aguas Teñidas (Huelva), operado pela Sandfire MATSA. Nesse contexto foram realizados ensaios de campo com sonda sísmica, além de ensaios laboratoriais de corte direto cíclico, de coluna ressonante e com bender elements. A conjugação dessas técnicas permitiu caracterizar o comportamento dinâmico dos rejeitos ao longo de um amplo intervalo de deformações, gerando uma curva completa de degradação. Os resultados foram consistentes entre si e mostraram boa correspondência entre os métodos de campo e de laboratório. Concluiu-se que a utilização combinada de diferentes técnicas é essencial para a avaliação precisa do comportamento dinâmico de materiais geotécnicos, incluindo sua evolução temporal.

Pereira, Azeredo, Carvalheira, Lopes, Freitas e Coelho (Pereira et al., 2025) apresentam um artigo com foco na construção da Estação Hospital Santo António, na Linha Rosa do Metro do Porto, destacando os desafios técnicos e ambientais enfrentados num meio urbano sensível. O projeto lidou com a interferência de um túnel rodoviário, uma linha de água subterrânea e com a preservação do Jardim do Carregal, procurando também minimizar impactos nas edificações próximas e no trânsito. Para isso, adotou-se uma estrutura subterrânea com túneis de elevada secção e poços de grande diâmetro, utilizando métodos de escavação adequados às condições geotécnicas complexas locais. O projeto priorizou a preservação ambiental, mantendo a maior parte do jardim intacta e minimizando a supressão arbórea, além de reduzir os impactos sociais durante a obra. A estação integra-se harmoniosamente na malha urbana, combinando inovação tecnológica e susten-

tabilidade, e visa melhorar a mobilidade e o desenvolvimento sustentável na cidade do Porto, pretendendo servir de modelo para futuras infraestruturas urbanas.

Tejada, Galindo e Antó (Tejada et al., 2025) exploram a integração entre engenharia geotécnica e sistemas energéticos através da termoativação de fundações ou estruturas de contenção para aproveitar energia geotérmica de baixa temperatura, promovendo aquecimento e climatização mais eficientes e com menor emissão de carbono. Ao utilizar os próprios elementos estruturais como permutadores de calor, reduz-se o investimento inicial. Contudo, a extração e injeção de calor causam alterações cíclicas e localizadas nas temperaturas do solo e da estrutura, exigindo avaliação da interação solo-estrutura para assegurar estabilidade e bom desempenho do sistema. O estudo, baseado em modelação numérica de um falso túnel urbano em Madrid com muros de contenção compostos por estacas termoativas, demonstra que, operando dentro de um intervalo de temperaturas que mantém a eficiência das bombas de calor, os efeitos estruturais são mínimos e não comprometem a segurança nem a funcionalidade. A conclusão principal é que o desempenho termodinâmico limita o intervalo de operação, enquanto que os efeitos estruturais são reduzidos e dependem das condições e controlo do sistema.

O estudo apresentado por **Figueira, Cerdeira, Madureira e Coelho** (Figueira et al., 2025) analisa o estado atual do desenvolvimento da geotermia superficial em Portugal, evidenciando um atraso face a outros países europeus onde esta tecnologia já se encontra mais consolidada. Apesar disso, verifica-se um interesse crescente e já existem casos de sucesso que demonstram o seu potencial. O desenvolvimento sustentável desta tecnologia é considerado essencial para assegurar a qualidade das instalações e promover benefícios nos setores da energia e climatização. A análise abrange vários domínios, incluindo o enquadramento legal, a gestão dos recursos, a formação e certificação de profissionais, as ferramentas de apoio ao projeto e as políticas de incentivo à implementação. O estudo destaca a ausência de regulamentação e legislação específicas como uma das principais barreiras ao crescimento do setor em Portugal, limitando o acesso a incentivos fiscais, financeiros e políticos. Superar estes obstáculos é fundamental para fomentar um mercado dinâmico e sustentável no uso da geotermia superficial.

Este número temático de la revista *Geotecnia*, dedicado a los “Desafíos de la Sostenibilidad”, reúne un conjunto de artículos centrados en la Geotecnia Ambiental, un campo en clara expansión y de creciente importancia en los contextos de la ingeniería civil, las ciencias de la Tierra y la ordenación del territorio. En una época marcada por presiones ambientales sin precedentes, escasez de recursos naturales y crecimiento de las poblaciones urbanas, la Geotecnia Ambiental se afirma como una disciplina transversal, capaz de integrar conocimientos técnicos, científicos y ambientales en la respuesta a problemas complejos y multidimensionales.

Este número tiene como objetivo destacar el papel cada vez más relevante de la Geotecnia Ambiental en la mitigación de impactos ambientales, la rehabilitación de pasivos, la valorización de residuos, el control de contaminaciones, la gestión de riesgos naturales y la adaptación al cambio climático. Las contribuciones aquí reunidas reflejan la diversidad de aplicaciones, metodologías y enfoques que caracterizan este campo, subrayando su contribución decisiva hacia una práctica geotécnica más sostenible, responsable e innovadora.

En el trabajo de **Borgatto, Vieira, Gusmão, Fucale y Dias** (Borgatto et al., 2025) se investiga la aplicación de la economía circular como estrategia para reducir los impactos ambientales de la construcción civil, mediante una Evaluación del Ciclo de Vida comparativa entre dos escenarios de pavimentación en el estacionamiento del RioMar Shopping, en Recife, Brasil: un escenario de construcción tradicional y otro basado en prácticas de construcción circular. Los resultados demostraron que la adopción del escenario circular llevó a una reducción de las emisiones de CO₂ de aproximadamente un 91% y promovió una gestión más eficiente de los residuos, evidenciando el potencial de la economía circular para fomentar la sostenibilidad en el sector, contribuyendo a la mitigación del cambio climático y a la conservación de los recursos naturales.

En el estudio de **Ruver, Fraga y Pacheco** (Ruver et al., 2025) se aborda la reutilización de subproductos industriales y agroindustriales en la estabilización de suelos, con foco en el desempeño geotécnico de dichas mezclas. Se evaluó el comportamiento de una arena fina eólica estabilizada con cal de carburo y ceniza de cáscara de arroz, ambos residuos abundantes en Rio Grande do Sul, Brasil. Se probaron diferentes contenidos, proporciones de ligantes, pesos volumétricos secos y tiempos de curado (7, 28 y 60 días), evaluándose la resistencia a la compresión uniaxial y la permeabilidad correspondientes. Se mostró que el aumento de la resistencia y la reducción de la permeabilidad están influenciados por el tiempo de curado, el peso y el contenido de ligantes, mientras que la proporción entre los ligantes tuvo poca influencia. En conjunto, se demostró el potencial del uso combinado de estos residuos en la estabilización de arenas para aplicaciones geotécnicas.

En el artículo de **Bandarra, Monteiro, Quina y Coelho** (Bandarra et al., 2025) se presenta la evaluación del potencial técnico y ambiental de la aplicación de escorias de incineración de residuos sólidos urbanos y sus mezclas con arena y relaves de mina de hierro en obras geotécnicas. En la caracterización experimental realizada se combinaron ensayos geotécnicos, químicos y ecotoxicológicos. Los residuos presentaron bajo potencial de lixiviación y ausencia de ecotoxicidad relevante. Las mezclas mejoraron la distribución granulométrica, mantuvieron la densidad típica de suelos y demostraron buena compactabilidad, especialmente con la adición de arena y tras envejecimiento. Los resultados indicaron buena rigidez, baja compresibilidad, permeabilidad adecuada y resistencia al corte comparable a la de suelos granulares densos. Se concluyó que las escorias y sus mezclas presentan un desempeño prometedor para una aplicación sostenible y ambientalmente segura en obras geotécnicas, contribuyendo a la economía circular y a la reducción del consumo de recursos naturales.

Roque, Monteiro y Coelho (Roque et al., 2025) presentan un caso de recuperación de pasivos ambientales, donde se exploraron los conceptos fundamentales de la Geotecnia Ambiental en la remediación de áreas contaminadas. El caso se refiere al proceso de recuperación ambiental de la antigua mina de carbón de São Pedro da Cova, en Gondomar, donde fueron depositadas alrededor de 290 mil toneladas de residuos industriales de la Siderurgia Nacional de Maia entre 2001 y 2002. Inicialmente clasificados como “claramente inertes”, estos residuos se revelaron peligrosos, lo que llevó a la suspensión de la operación y, posteriormente, a la realización de estudios técnicos y ambientales que fundamentaron su remoción. La intervención, concluida en 2023, incluyó la remoción de los residuos y la recuperación ambiental y paisajística del área, mitigando los riesgos para el ambiente y la salud pública, así como los impactos sociales negativos causados por la gestión inicial inadecuada. Se destacaron dos medidas orientadas a la sostenibilidad y a la economía circular: la reutilización local de los suelos de recubrimiento, evitando la producción de cerca de 93.500 m³ de residuos y reduciendo las emisiones de gases de efecto invernadero, y la adopción de criterios ambientales en el transporte de los residuos.

El artículo de **Cañizal y Lapeña-Mañero** (Cañizal y Lapeña-Mañero, 2025) trata sobre la estabilidad de los taludes en vertederos sanitarios, un tema de gran relevancia pero aún poco explorado en la bibliografía técnica y en la normativa. Se presentan estudios de investigación desarrollados a lo largo de más de tres décadas por el Grupo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria, con foco en la caracterización de los parámetros resistentes de los residuos y de las interfaces entre geosintéticos y suelos. Se muestran diversos resultados de ensayos de laboratorio y de campo, así como comparaciones con resultados disponibles en la literatura. El artículo refuerza la importancia de evaluar diferentes escenarios de cálculo y de adoptar coeficientes de seguridad ajustados a las condiciones específicas de cada caso, teniendo en cuenta la deformación, la humedad y el comportamiento de las interfaces, aplicando metodologías adecuadas a la complejidad de los materiales presentes en vertederos sanitarios.

La temática del número especial evoluciona hacia el análisis dinámico de suelos contaminados por actividades mineras, según **Bravo, Carrión, Arrotegui y Arroyo** (Bravo et al., 2025), con foco en la estabilidad

y comportamiento sísmico de depósitos de relaves. El artículo presenta una introducción a la dinámica de suelos y aplica ese conocimiento al estudio de los relaves del depósito de Aguas Teñidas (Huelva), operado por Sandfire MATSA. En este contexto se realizaron ensayos de campo con sonda sísmica, además de ensayos de laboratorio de corte directo cíclico, columna resonante y con elementos vibradores (bender elements). La combinación de estas técnicas permitió caracterizar el comportamiento dinámico de los relaves a lo largo de un amplio rango de deformaciones, generando una curva completa de degradación. Los resultados fueron consistentes y mostraron buena correspondencia entre los métodos de campo y laboratorio. Se concluyó que la utilización combinada de diferentes técnicas es esencial para la evaluación precisa del comportamiento dinámico de materiales geotécnicos, incluyendo su evolución temporal.

Pereira, Azeredo, Carvalheira, Lopes, Freitas y Coelho (Pereira et al., 2025) presentan un artículo centrado en la construcción de la Estación Hospital Santo António, en la Línea Rosa del Metro de Oporto, destacando los desafíos técnicos y ambientales enfrentados en un entorno urbano sensible. El proyecto afrontó la interferencia de un túnel rodado, una línea de agua subterránea y la preservación del Jardín del Carregal, buscando además minimizar impactos en edificaciones cercanas y en el tráfico. Para ello, se adoptó una estructura subterránea con túneles de gran sección y pozos de gran diámetro, utilizando métodos de excavación adecuados a las complejas condiciones geotécnicas locales. El proyecto priorizó la preservación ambiental, manteniendo la mayor parte del jardín intacto y minimizando la supresión arbórea, además de reducir impactos sociales durante la obra. La estación se integra armónicamente en la trama urbana, combinando innovación tecnológica y sostenibilidad, y pretende mejorar la movilidad y el desarrollo sostenible en la ciudad de Oporto, sirviendo de modelo para futuras infraestructuras urbanas.

Tejada, Galindo y Antó (Tejada et al., 2025) exploran la integración entre ingeniería geotécnica y sistemas energéticos a través de la termoactivación de cimentaciones o estructuras de contención para aprovechar la energía geotérmica de baja temperatura, promoviendo calefacción y climatización más eficientes y con menor emisión de carbono. Al utilizar los propios elementos estructurales como intercambiadores de calor, se reduce la inversión inicial. Sin embargo, la extracción e inyección de calor causan alteraciones cíclicas y localizadas en las temperaturas del suelo y la estructura, requiriendo evaluación de la interacción suelo-estructura para asegurar estabilidad y buen desempeño del sistema. El estudio, basado en modelación numérica de un falso túnel urbano en Madrid con muros de contención compuestos por pilotes termoactivos, demuestra que, operando dentro de un rango de temperaturas que mantiene la eficiencia de las bombas de calor, los efectos estructurales son mínimos y no comprometen la seguridad ni la funcionalidad. La conclusión principal es que el desempeño termodinámico limita el rango de operación, mientras que los efectos estructurales son reducidos y dependen de las condiciones y el control del sistema.

El estudio presentado por **Figueira, Cerdeira, Madureira y Coelho** (Figueira et al., 2025) analiza el estado actual del desarrollo de la geotermia superficial en Portugal, evidenciando un retraso respecto a otros países europeos donde esta tecnología ya está más consolidada. A pesar de ello, se observa un interés creciente y existen casos de éxito que demuestran su potencial. El desarrollo sostenible de esta tecnología se considera esencial para asegurar la calidad de las instalaciones y promover beneficios en los sectores de energía y climatización. El análisis abarca varios ámbitos, incluyendo el marco legal, la gestión de recursos, la formación y certificación de profesionales, las herramientas de apoyo al diseño y las políticas de incentivo a la implementación. El estudio destaca la ausencia de regulación y legislación específicas como una de las principales barreras al crecimiento del sector en Portugal, limitando el acceso a incentivos fiscales, financieros y políticos. Superar estos obstáculos es fundamental para fomentar un mercado dinámico y sostenible en el uso de la geotermia superficial.

This thematic issue of the journal *Geotecnia*, is dedicated to the “Challenges of Sustainability”, it brings together a set of articles focused on Environmental Geotechnics, a field that is clearly expanding and gaining increasing relevance within the contexts of civil engineering, earth sciences, and spatial planning. In an era marked by unprecedented environmental pressures, the depletion of natural resources, and growing urban populations, Environmental Geotechnics is emerging as a cross-disciplinary field capable of integrating technical, scientific, and environmental knowledge to address complex and multidimensional challenges.

This issue aims to highlight the increasingly important role of Environmental Geotechnics in mitigating environmental impacts, rehabilitating environmental liabilities, recovering waste, controlling contamination, managing natural hazards, and adapting to climate change. The contributions gathered here reflect the diversity of applications, methodologies, and approaches that characterize this field, underlining its decisive contribution to a more sustainable, responsible, and innovative geotechnical practice.

In the work by **Borgatto, Vieira, Gusmão, Fucale, and Dias** (Borgatto et al., 2025), the application of circular economy principles is investigated as a strategy to reduce the environmental impacts of civil construction. This is done through a comparative Life Cycle Assessment (LCA) between two pavement scenarios in the parking lot of RioMar Shopping, in Recife, Brazil: one following traditional construction methods and the other based on circular construction practices. The results showed that adopting the circular scenario led to a reduction of approximately 91% in CO₂ emissions and promoted more efficient waste management, highlighting the potential of the circular economy to enhance sustainability in the sector, contribute to climate change mitigation, and support the conservation of natural resources.

The study by **Ruver, Fraga, and Pacheco** (Ruver et al., 2025) addresses the reuse of industrial and agro-industrial by-products in soil stabilization, focusing on the geotechnical performance of these mixtures. The behavior of an aeolian fine sand stabilized with carbide lime and rice husk ash—both abundant residues in Rio Grande do Sul, Brazil—was evaluated. Various contents, binder proportions, dry unit weights, and curing times (7, 28, and 60 days) were tested, and unconfined compressive strength and permeability were assessed. The results showed that strength gain and permeability reduction are influenced by curing time, dry density, and binder content, while the ratio between binders had little effect. Overall, the study demonstrated the potential of combining these residues for sand stabilization in geotechnical applications.

In the article by **Bandarra, Monteiro, Quina, and Coelho** (Bandarra et al., 2025), the technical and environmental potential of using municipal solid waste incineration bottom ash and its mixtures with sand and iron ore tailings in geotechnical works is assessed. The experimental characterization combined geotechnical, chemical, and ecotoxicological tests. The residues showed low leaching potential and no significant ecotoxicity. The mixtures improved particle size distribution, maintained soil-like densities, and demonstrated good compactability, especially when mixed with sand and after aging. Test results indicated good stiffness, low compressibility, adequate permeability, and shear strength comparable to that of dense granular soils. It was concluded that the ashes and their mixtures show promising performance for sustainable and environmentally safe applications in geotechnical works, contributing to circular economy practices and the reduction of natural resource consumption.

Roque, Monteiro, and Coelho (Roque et al., 2025) present a case of environmental liability remediation, where the fundamental concepts of Environmental Geotechnics were applied in the recovery of contaminated areas. The case concerns the environmental remediation of the former São Pedro da Cova coal mine, in Gondomar, where around 290,000 tons of industrial waste from the Siderurgia Nacional da Maia were deposited between 2001 and 2002. Initially classified as “clearly inert,” these wastes were later revealed to be hazardous, leading to the suspension of the operation and, subsequently, to the development of technical and

environmental studies that supported their removal. The intervention, completed in 2023, included the removal of the waste and the environmental and landscape restoration of the area, mitigating risks to the environment and public health, as well as the negative social impacts caused by the initial inadequate management. Two measures aimed at sustainability and the circular economy were highlighted: the local reuse of cover soils, avoiding the generation of approximately 93,500 m³ of waste and reducing greenhouse gas emissions, and the adoption of environmental criteria in the transport of the waste.

The article by **Cañizal and Lapeña-Mañero** (Cañizal and Lapeña-Mañero, 2025) addresses the stability of slopes in sanitary landfills, a highly relevant topic that remains underexplored in technical literature and regulations. The article presents research developed over more than three decades by the Geotechnics Group of the University of Cantabria, focusing on the characterization of the strength parameters of waste and the interfaces between geosynthetics and soils. A variety of laboratory and field test results are presented, as well as comparisons with data available in the literature. The article reinforces the importance of assessing different design scenarios and adopting safety factors adapted to the specific conditions of each case, considering deformation, moisture, and interface behavior, and applying methodologies suited to the complexity of materials found in sanitary landfills.

The theme of the special issue then evolves toward the dynamic analysis of soils contaminated by mining activities, as explored by **Bravo, Carrión, Arrotegui, and Arroyo** (Bravo et al., 2025), with a focus on the stability and seismic behavior of tailings deposits. The article presents an introduction to soil dynamics and applies this knowledge to the study of the tailings at the Aguas Teñidas deposit (Huelva), operated by Sandfire MATSA. In this context, field tests using seismic probes were carried out, along with laboratory tests including cyclic direct shear, resonant column, and bender element tests. The combination of these techniques enabled the characterization of the dynamic behavior of the tailings across a wide strain range, resulting in a complete degradation curve. The results were consistent and showed good agreement between field and laboratory methods. The study concluded that the combined use of different techniques is essential for accurately assessing the dynamic behavior of geotechnical materials, including their temporal evolution.

Pereira, Azeredo, Carvalho, Lopes, Freitas, and Coelho (Pereira et al., 2025) present an article focused on the construction of the Santo António Hospital Station, on Porto Metro's Pink Line, highlighting the technical and environmental challenges faced in a sensitive urban setting. The project dealt with interference from a road tunnel, an underground watercourse, and the preservation of Carregal Garden, while also seeking to minimize impacts on nearby buildings and traffic. To this end, a subsurface structure was adopted, comprising large-section tunnels and wide-diameter shafts, using excavation methods suited to the complex local geotechnical conditions. The project prioritized environmental preservation, maintaining most of the garden intact and minimizing tree removal, while also reducing social impacts during construction. The station integrates harmoniously into the urban fabric, combining technological innovation and sustainability, and aims to improve mobility and sustainable development in the city of Porto, serving as a model for future urban infrastructure.

Tejada, Galindo, and Antó (Tejada et al., 2025) explore the integration of geotechnical engineering and energy systems through the thermoactivation of foundations or retaining structures to harness low-temperature geothermal energy, promoting more efficient and lower-carbon heating and cooling solutions. By using the structural elements themselves as heat exchangers, initial investment is reduced. However, heat extraction and injection cause cyclic and localized changes in the temperature of both the ground and the structure, requiring evaluation of soil–structure interaction to ensure system stability and performance. The study, based on numerical modeling of a cut-and-cover urban tunnel in Madrid with retaining walls composed of thermoactive piles, demonstrates that when operated within a temperature range that maintains heat pump efficiency, structural effects are minimal and do not compromise safety or functionality. The main conclusion is that

thermodynamic performance limits the operating range, while structural effects are minor and dependent on the system's conditions and control.

The study presented by **Figueira, Cerdeira, Madureira, and Coelho** (Figueira et al., 2025) analyzes the current state of shallow geothermal energy development in Portugal, revealing a lag compared to other European countries where this technology is already more established. Nonetheless, there is growing interest, and successful case studies have already demonstrated its potential. The sustainable development of this technology is considered essential to ensure the quality of installations and to generate benefits in the energy and climate control sectors. The analysis covers several areas, including the legal framework, resource management, professional training and certification, design support tools, and policy incentives for implementation. The study highlights the lack of specific regulation and legislation as one of the main barriers to the sector's growth in Portugal, limiting access to fiscal, financial, and political incentives. Overcoming these barriers is fundamental to fostering a dynamic and sustainable market for the use of shallow geothermal energy

Ana Vieira, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal

Fernando Pardo de Santayana, CEDEX, España

Roberto Quental Coutinho, Universidade Federal de Pernambuco, Brasil

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

REFERENCES

- Borgatto, A. V. A.; Vieira, C.S.; Gusmão, A.D.; Fucale, S.; Dias, A.B.F. (2025). *Economia circular na geotecnia: Caso de estudo no Riomar Shopping*. Geotecnia 164, págs. 13-41
- Ruver, C.A.; Fraga, D.W.; Pacheco, G.M. (2025). *Análise da resistência mecânica e permeabilidade de uma areia fina estabilizada com resíduos: Cal de carbureto e cinza de casca de arroz*. Geotecnia 164, págs. 43-64
- Bandarra, B. S.; Monteiro, L.S.V.E.; Quina, M.J.; Coelho, P.A.L.F. (2025). *Avaliação do comportamento mecânico e ambiental de resíduos inorgânicos para uso em obras geotécnicas sustentáveis*. Geotecnia 164, págs. 65-92
- Roque, A.J.; Monteiro, V.; Coelho, M.J. (2025). *Conceitos e princípios da geotecnia ambiental aplicados na recuperação do passivo ambiental de São Pedro da Cova*. Geotecnia 164, págs. 93-122
- Cañizal, J. y Lapeña-Mañero, P. (2025). *Caracterización resistente de los residuos y de las interfaces entre geosintéticos utilizados en vertederos*. Geotecnia 164, págs. 123-162
- Bravo, R.R., Carrión, A.T., Arroategui, K.S., Arroyo, V.P. (2025). *Caracterización dinámica de suelos. Aplicación al estudio de relaves*. Geotecnia 164, págs. 163-190
- Pereira, A.; Azeredo, T.; Carvaheira, A.; Lopes, P.; Freitas, C.; Coelho, I. (2025). *Desafios e soluções construtivas da estação Hospital Santo António do Metro do Porto*. Geotecnia 164, págs. 191-216
- Tejada, I.G.; Galindo, J.G.; Antó, J.M. (2025). *Valoración de la interacción suelo-estructura en un falso túnel urbano termoactivo en Madrid*. Geotecnia 164, págs. 217-242
- Figueira, J.S.; Cerdeira, R.; Madureira, P.; Coelho, L. (2025). *Contexto atual do desenvolvimento de soluções de geotermia superficial em Portugal*. Geotecnia 164, págs. 243-266

ECONOMIA CIRCULAR NA GEOTECNIA: CASO DE ESTUDO NO RIOMAR SHOPPING

Circular economy in geotechnics: case study at RioMar Shopping

André Azevedo Borgatto^a, Castorina Silva Vieira^a, Alexandre Duarte Gusmão^b, Stela Fucale^b, Andréa Batista de Farias Dias^b

^a Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.

^b Escola Politécnica da Universidade de Pernambuco, Brasil.

RESUMO – A construção civil permanece como um dos sectores que mais contribui para as emissões globais de gases com efeito de estufa e para o consumo de recursos naturais. Este estudo investigou a aplicação dos princípios da economia circular como estratégia para mitigar esses impactes ambientais, através de uma Avaliação do Ciclo de Vida comparativa entre dois cenários de pavimentação no estacionamento do RioMar Shopping, localizado em Recife, no nordeste do Brasil: um cenário de construção tradicional e outro baseado em práticas de construção circular. Os resultados demonstraram que a adoção do cenário circular reduziu as emissões de CO₂ em cerca de 91% e promoveu uma gestão mais eficiente dos resíduos. Conclui-se que a economia circular se revela uma abordagem viável para a sustentabilidade no sector, contribuindo para a mitigação das alterações climáticas e a conservação de recursos naturais.

ABSTRACT – The construction sector remains one of the main contributors to global greenhouse gas emissions and natural resource depletion. This study investigated the application of circular economy principles through a comparative Life Cycle Assessment of two pavement scenarios at RioMar Shopping's parking facility in Recife, Northeast Brazil: conventional construction versus circular construction practices. Results demonstrated that implementing the circular approach reduced CO₂ emissions by approximately 91% while significantly improving waste management efficiency. The findings confirm that circular economy models represent a viable strategy for sustainable construction, effectively supporting climate change mitigation and natural resource conservation efforts.

Palavras Chave – construção civil, economia circular, avaliação do ciclo de vida.

Keywords – civil construction, circular economy, life cycle assessment.

1 – INTRODUÇÃO

O sector da construção civil desempenha um papel crucial na economia global, contribuindo significativamente para o Produto Interno Bruto de vários países. Para além da sua importância económica, o sector é um motor de progresso social e ambiental, atendendo a necessidades básicas, como infraestruturas urbanas, habitação e transportes, melhorando assim a qualidade de vida e alinhando-se com os Objetivos de Desenvolvimento Sustentável da Organização das Nações Unidas, particularmente no que diz respeito ao desenvolvimento de infraestruturas resilientes, urbanização

E-mails: andre.borgatto@ufrpe.br (A. Borgatto), cvieira@fe.up.pt (C. Vieira), gusmao.alex@poli.br (A. Gusmão), sfucale@poli.br (S. Fucale), abfd1@poli.br (A. Dias)

ORCID: orcid.org/0000-0002-9467-8677 (A. Borgatto), orcid.org/0000-0001-6328-4504 (C. Vieira), orcid.org/0000-0002-7817-6124 (A. Gusmão), orcid.org/0000-0002-7536-498X (S. Fucale), orcid.org/0000-0002-3894-933X (A. Dias)

sustentável e padrões de produção responsáveis. Desta forma, a construção civil não só impulsiona o crescimento económico, mas também promove o desenvolvimento e o bem-estar social.

Contudo, este sector é igualmente responsável por impactes ambientais substanciais. Estima-se que contribua com cerca de 21% das emissões globais de gases com efeito de estufa (GEE), 34% da procura global de energia e 37% das emissões de dióxido de carbono (CO₂) relacionadas com a energia e processos industriais, incluindo a produção de cimento, aço e outros materiais de construção, bem como as operações de construção e demolição (United Nations Environment Programme, 2024). Além disso, a construção civil gera aproximadamente 10 mil milhões de toneladas de resíduos de construção e demolição (RCD) anualmente, representando entre 30% e 40% dos resíduos sólidos globais (Borracheiro et al., 2022; Chen et al., 2021; Ginga et al., 2020; Ng e Engelsen, 2018). Este sector também consome entre 40% e 50% dos recursos naturais extraídos globalmente, incluindo areia, pedra e água, para suprir a demanda da sua cadeia de materiais e aplicações (World Green Building Council, 2021). Estes factos evidenciam a elevada pegada ambiental do sector, sendo, portanto, imperativa a adoção de práticas de construção mais sustentáveis e de políticas públicas que promovam a eficiência energética, a redução de emissões e a gestão eficiente dos resíduos.

A adoção de princípios da economia circular surge como uma alternativa promissora para mitigar os impactes ambientais do sector da construção civil (Ellen MacArthur Foundation, 2019a). A economia circular propõe um modelo de produção e consumo baseado na partilha, reutilização, reparação, renovação e reciclagem de materiais, estendendo o ciclo de vida dos produtos e reduzindo a geração de resíduos (Geissdoerfer et al., 2017). A implementação desses princípios no sector pode oferecer uma solução eficaz para questões críticas de sustentabilidade, promovendo a reutilização e a reciclagem de materiais, reduzindo a demanda energética e de recursos naturais, e minimizando a extração de novos recursos (Kirchherr et al., 2017). Além disso, a gestão de resíduos beneficia-se da redução na geração de RCD, promovendo um sistema mais eficiente e sustentável (Korhonen et al., 2018).

Este estudo tem como objetivo analisar o desempenho ambiental de uma solução construtiva baseada nos princípios da economia circular, aplicada à construção de um grande centro comercial em Recife, Pernambuco, Brasil. Durante a execução do projeto foram exploradas alternativas para a utilização de resíduos no processo construtivo das camadas de regularização e reforço de áreas de estacionamento e vias internas de acesso, com destaque para os resíduos provenientes do sistema de fundações profundas e da demolição de estruturas antigas. O foco principal é avaliar de forma abrangente todos os impactes ambientais relacionados à gestão dos RCD gerados nas fases iniciais do empreendimento.

Para tanto, será aplicada uma modelagem completa da Avaliação do Ciclo de Vida (ACV), abrangendo todas as etapas do ciclo de vida dos materiais, desde a extração das matérias-primas até à disposição final dos resíduos. Esta metodologia permitirá, não apenas a quantificação das emissões de GEE, especialmente CO₂, mas também a avaliação de outros impactes ambientais, como o consumo de energia, a utilização de recursos naturais, a produção de resíduos e a emissão de poluentes. Os resíduos reciclados foram utilizados na regularização do terreno e na criação das camadas de suporte das áreas de estacionamentos e vias internas de acesso do empreendimento.

Os resultados obtidos têm o potencial de incentivar os decisores a integrar a dimensão ambiental como um dos pilares essenciais no desenvolvimento de projetos, promovendo soluções mais sustentáveis e alinhadas com os objetivos globais de redução das emissões de carbono e da preservação ambiental.

2 – REVISÃO DA LITERATURA

2.1 – Desafios e oportunidades na gestão de RCD

O aumento contínuo da geração de RCD representa um desafio global significativo, especialmente em países em desenvolvimento, como o Brasil, onde a infraestrutura para reciclagem ainda é incipiente. No contexto brasileiro, estima-se que a geração de RCD ultrapasse os 45 milhões de toneladas por ano, com uma taxa de reciclagem de cerca de 15% (ABREMA, 2023; Angulo et al., 2022). Em contraste, na União Europeia, a geração de RCD é estimada em cerca de 800 milhões de toneladas por ano (EUROSTAT, 2022), com países como a Dinamarca e os Países Baixos a atingirem taxas de reciclagem superiores a 90% (Vieira e Pereira, 2015). Este contraste evidencia a necessidade urgente de políticas e práticas mais eficazes de gestão de resíduos que promovam a transição para uma economia mais circular e sustentável.

Diversos estudos têm investigado o potencial da utilização de RCD reciclados em diferentes aplicações na construção civil, nomeadamente em obras de pavimentação (Pereira e Vieira, 2022; Pourkhorshidi et al., 2020; Cardoso et al., 2016; Lee et al., 2010; Park, 2003). Estas pesquisas destacam os benefícios ambientais e económicos do uso de agregados reciclados em projetos viários, incluindo a redução do consumo de recursos naturais e a minimização das emissões de poluentes atmosféricos. A utilização de RCD no processo construtivo de pavimentos pode reduzir significativamente a necessidade de novas matérias-primas e diminuir a pegada de carbono das infraestruturas de transporte (Fanijo et al., 2023; Zhao et al., 2021; Chowdhury et al., 2010). Como demonstrado por Azam et al. (2024), agregados reciclados de concreto e cerâmica (RCD) permitem a construção de camadas de base viária com espessura reduzida, mantendo desempenho estrutural equivalente a agregados naturais e reduzindo em até 40% as emissões de CO₂ associadas à produção de materiais virgens.

A reciclagem de RCD não só contribui para a conservação dos recursos naturais, como também aumenta a eficiência dos sistemas de gestão de resíduos. A implementação de práticas de reutilização e reciclagem de RCD promove um sistema mais eficiente e sustentável, alinhado com os princípios da economia circular. Estudos como os de Santolini et al. (2023) e Zhang et al. (2020) reforçam ainda mais a importância de integrar materiais reciclados em projetos de construção, sublinhando os benefícios económicos e ambientais a longo prazo.

2.2 – Normas e especificações técnicas aplicáveis ao uso de RCD

A crescente aceitação de resíduos reciclados nas normas e especificações técnicas, desempenha um papel fundamental para facilitar a sua adoção em projetos públicos e privados. Neste contexto, a Comissão Europeia (2020) tem promovido diretrizes para aumentar a utilização de RCD na construção, demonstrando que o uso de materiais reciclados pode contribuir significativamente para o objetivo de uma economia neutra em carbono até 2050. Normas europeias (EN) como a EN 13242:2002+A1:2007 (CEN, 2008a) e a EN 12620:2002+A1:2008 (CEN, 2008b) estabelecem os requisitos para o uso de agregados reciclados e naturais em materiais não ligados e materiais tratados com ligantes hidráulicos para obras de engenharia civil e construção rodoviária e na produção de betão, respetivamente. Nos Estados Unidos, as normas ASTM D6155-15 (ASTM, 2015) e AASHTO M 319-02 (AASHTO, 2019) definem padrões para o uso de agregados reciclados em misturas betuminosas e bases não ligadas, aplicáveis a nível nacional. Essas normas fornecem diretrizes claras para a indústria da construção, assegurando a qualidade e o desempenho dos materiais reciclados utilizados em infraestruturas rodoviárias.

No Brasil, as normas técnicas ABNT NBR 15115 (ABNT, 2004) e ABNT NBR 15116 (ABNT, 2021) estabelecem requisitos para a aplicação de agregados reciclados em pavimentação e em betão, sem função estrutural, sendo válidas em todo o território nacional. Estas normas são cruciais para a promoção da reciclagem de RCD no país, garantindo a viabilidade técnica dos

materiais reciclados em diversas aplicações da construção civil. Além disso, países como o Japão, Austrália, Canadá e Índia têm desenvolvido normas específicas para o uso de agregados reciclados. Entre os exemplos, incluem-se a JIS A 5021:2018 (JIS, 2018), no Japão, a AS 2758.1:2014 (Standards Australia, 2014), na Austrália, a CSA A23.1-19 (CSA, 2019), no Canadá e a IS 383:2016 (BSI, 2016), na Índia. Estas normas refletem o compromisso desses países com a sustentabilidade e a inovação na gestão de RCD.

2.3 – Avaliação do ciclo de vida aplicável ao uso de RCD

Estudos recentes têm utilizado ferramentas de ACV para avaliar o desempenho ambiental e económico da utilização de RCD reciclados em comparação com materiais convencionais (Bayram e Greiff, 2023; Santolini et al., 2023; Tefa et al., 2022; Zhao et al., 2021; Zhang et al., 2020). A ACV é uma metodologia robusta que avalia os impactos ambientais associados a todas as etapas do ciclo de vida de um produto ou processo, desde a extração das matérias-primas até à disposição final dos resíduos, conforme descrito na norma ABNT NBR ISO 14040 (ABNT, 2014a). No entanto, persistem lacunas significativas na integração de dimensões regionais e socioeconómicas na ACV, que precisam ser preenchidas para tornar a avaliação dos impactos ambientais dos RCD mais precisa e relevante.

Diversos estudos destacam a importância da ACV na avaliação do impacto ambiental de materiais reciclados. Por exemplo, Marinković et al. (2010) examinaram a aplicação da ACV na comparação de agregados reciclados e naturais na produção de betão, destacando os benefícios ambientais dos primeiros. De forma semelhante, Shi et al. (2019) demonstraram que o uso de agregados reciclados na construção de pavimento rodoviário é geralmente mais ecológico e socialmente benéfico em comparação com pavimentos à base de agregados virgens, especialmente nas categorias de ecotoxicidade e saúde humana (cancerígena e não cancerígena). Thapa et al. (2023) também salientaram que a ACV pode orientar a tomada de decisões sustentáveis no desenvolvimento de infraestruturas, embora seja necessário continuar a preencher as lacunas na integração das dimensões regionais e socioeconómicas nas análises. Recentemente, Santolini et al. (2024) confirmaram que a utilização da ACV permitiu avaliar os efeitos positivos da incorporação de maiores teores de materiais reciclados numa nova central de asfalto, o que levou à redução das emissões de CO₂ equivalente durante o ciclo de produção e de vida útil do pavimento, além de benefícios económicos que diminuíram o custo total de produção.

2.4 – Inovações tecnológicas na gestão e reciclagem de RCD

As inovações tecnológicas têm desempenhado um papel crucial na melhoria da eficiência e da sustentabilidade na gestão de RCD, abrangendo tanto a reciclagem como a reutilização de materiais. Novas tecnologias estão a emergir para enfrentar os desafios associados à separação, processamento e aproveitamento dos resíduos, contribuindo significativamente para a transição para uma economia circular no sector da construção civil.

Uma das principais áreas de inovação é a triagem automatizada de resíduos. Sistemas avançados que utilizam inteligência artificial (IA) e tecnologias de visão por computador são agora capazes de identificar e separar materiais recicláveis de forma mais precisa e eficiente do que os métodos manuais tradicionais (Ellen MacArthur Foundation, 2019b). Estes sistemas permitem a recuperação de uma maior quantidade de materiais de alta qualidade, reduzindo o volume de resíduos destinados a aterros e aumentando a eficiência dos processos de reciclagem. Um exemplo desta inovação é o projeto RECONMATIC, no qual se desenvolveram soluções tecnológicas avançadas para melhorar a eficiência e a sustentabilidade na gestão de RCD através da implementação de sistemas automatizados de triagem e reciclagem, integrados com tecnologias de IA e Internet das Coisas (Koroxenidis et al., 2023). O RECONMATIC visou maximizar a recuperação de materiais

recicláveis, reduzir os resíduos destinados a aterros e diminuir a pegada de carbono do sector da construção.

Além da reciclagem, avanços na reutilização de materiais provenientes de RCD têm demonstrado potencial significativo na construção civil. Investigação recente tem explorado a aplicação direta de componentes e agregados reciclados na fabricação de novos materiais, como betões auto-reparáveis e compósitos avançados. Robayo-Salazar et al. (2022) investigaram o desenvolvimento de cimentos híbridos ativados com álcalis e a incorporação de agregados reciclados na produção de argamassas e de betão para aplicação na fabricação de artefactos pré-fabricados, blocos para alvenaria e pavimentos. Os resultados obtidos validaram o potencial de aplicação destes materiais à base de RCD no sector da construção, alcançando resistências à compressão de até 40 MPa para argamassas e cerca de 37 MPa para betões. Em termos de sustentabilidade ambiental, os resultados da ACV demonstraram que a pegada de carbono dos RCD mistos ativados com álcalis pode ser até 40% inferior à dos materiais fabricados à base de cimento Portland comum.

2.5 – Políticas públicas e incentivos para a reciclagem de RCD

As políticas públicas e os incentivos fiscais desempenham um papel crucial na promoção da reciclagem de RCD. Em vários países, programas e regulamentações específicas têm sido implementados para aumentar as taxas de reciclagem, reduzindo, assim, o impacto ambiental do sector da construção civil. Na União Europeia, a Diretiva 2008/98/EC (União Europeia, 2008), alterada pela Diretiva (UE) 2018/851, estabelece um quadro legal para o tratamento de resíduos, incentivando a reciclagem e a reutilização de RCD. Países como a Dinamarca e os Países Baixos adotaram políticas de reciclagem obrigatória, resultando em taxas de reciclagem superiores a 90% (Vieira e Pereira, 2015). Estes países introduziram sistemas de taxas de aterro e incentivos fiscais para encorajar a reciclagem e desencorajar o descarte dos resíduos em aterro.

Em Portugal, o regime geral da gestão de resíduos (Portugal, 2020), estabelece a obrigatoriedade de utilização em obras públicas (obras ao abrigo do Código dos Contratos Públicos) de pelo menos 10 % de materiais reciclados, ou que incorporem materiais reciclados, relativamente à quantidade total de matérias-primas usadas em obra. Este diploma recomenda, ainda, que sejam favorecidos métodos construtivos que facilitem a demolição seletiva e a conceção para a desconstrução que permita desmontar o edifício em elementos e reduzir a produção de RCD. No caso de demolição ou renovação de edifícios ou infraestruturas, particularmente nas obras públicas, é recomendado que sejam promovidas auditorias de pré-demolição. A obrigatoriedade de triagem em obra e previamente à deposição de RCD em aterro são também medidas que pretendem contribuir para o aumento da reciclagem ou de outras formas de valorização de RCD.

Nos Estados Unidos, alguns Estados implementaram programas de reciclagem obrigatória e incentivos fiscais. Por exemplo, a Califórnia adotou a *Lei de Reciclagem de Resíduos de Construção e Demolição* (CalRecycle), que estipula que pelo menos 65% dos resíduos gerados em projetos de construção devem ser reciclados ou recuperados. Adicionalmente, incentivos fiscais, como créditos tributários e subsídios, têm sido aplicados para promover a reciclagem de RCD (CALRECYCLE, 2021). No Brasil, embora ainda exista um longo caminho a percorrer, algumas iniciativas estão a ser desenvolvidas. A *Política Nacional de Resíduos Sólidos* estabelece diretrizes para a gestão de resíduos, incluindo a reciclagem de RCD. No entanto, a implementação efetiva dessas diretrizes enfrenta desafios, tais como a carência de infraestruturas adequadas, incentivos financeiros e fiscais, a falta de informações fiáveis sobre o número de unidades de reciclagem de RCD no Brasil e a destinação dos RCD nas diversas jurisdições (Angulo et al., 2022).

3 – METODOLOGIA

Esta secção detalha a metodologia utilizada para a avaliação dos impactos ambientais associados a dois cenários de construção distintos, incluindo a definição do caso de estudo, a estrutura da

investigação, o objetivo e escopo da ACV, as fronteiras do sistema, o inventário do ciclo de vida (ICV), a avaliação de impacto do ciclo de vida (AICV) e a análise de sensibilidade (AS).

3.1 – Caso de estudo

Este estudo fundamenta-se numa investigação realizada na Escola Politécnica da Universidade de Pernambuco, Brasil, detalhada na dissertação de mestrado de Farias (2013), intitulada "Análise Técnica e Económica de Resíduos de Construção e Demolição Aplicados em Pavimentação". A pesquisa explorou alternativas para a utilização de resíduos no processo construtivo, com ênfase nos provenientes da execução de fundações profundas (solo escavado na implantação de estacas do tipo hélice contínua monitorada) e da demolição de galpões de uma antiga fábrica. O objetivo era empregá-los nas camadas da estrutura de pavimentação do sistema viário do novo projeto.

Durante a construção de um grande centro comercial em Recife, Pernambuco, Brasil, foram realizados ensaios laboratoriais e de campo para avaliar a viabilidade técnica e económica da utilização de misturas de solo e RCD na regularização do subleito e na execução da sub-base. A combinação de 40% de solo proveniente do estaqueamento com 60% de RCD beneficiado resultou não só em melhorias significativas nas propriedades físicas e mecânicas dos materiais, mas também numa redução de cerca de 89% nos custos de pavimentação nas áreas onde os resíduos valorizados foram aplicados. Essa economia foi alcançada por meio da reutilização do solo escavado durante o processo de estaqueamento e da aplicação de reciclagem, com a substituição parcial dos agregados naturais por agregados reciclados provenientes da britagem dos resíduos de demolição gerados na própria obra.

As análises económicas indicaram uma economia superior a 4,6 milhões de reais (cerca de 1,6 milhões de euros), com a utilização integral de aproximadamente 24 mil toneladas de RCD beneficiado e 43 mil toneladas de solo do estaqueamento.

Esta pesquisa não só evidenciou a viabilidade técnica e económica desta abordagem, como também destacou seu potencial para impulsionar práticas mais sustentáveis no sector da construção, alinhadas aos princípios da Construção Circular. O caso de estudo demonstra que a valorização de RCD pode ser uma estratégia eficaz para melhorar a sustentabilidade e a eficiência económica dos projetos de construção civil, contribuindo para a redução da pegada ambiental e promovendo a economia circular.

3.2 – Estrutura da investigação

Este estudo empregou uma abordagem detalhada do método de ACV para quantificar os impactos ambientais associados a dois cenários distintos de construção.

O primeiro cenário, denominado Cenário de Construção Tradicional (CCT), adotou um modelo convencional, no qual os RCD incluindo os materiais provenientes da demolição dos galpões de uma fábrica antiga no terreno e os solos escavados durante a execução das fundações, foram destinados a aterros de inertes, enquanto agregados naturais foram utilizados na construção. Este método reflete o modelo de economia linear predominante, caracterizado pelo descarte dos RCD e a contínua extração de novos recursos naturais, resultando em impactos ambientais significativos associados à gestão de resíduos e ao uso de materiais virgens. Em contraste, o segundo cenário, designado como Cenário de Construção Circular (CCC), aplicou princípios de economia circular ao valorizar os RCD como agregados reciclados. Além da reutilização de materiais existentes no local, os resíduos de demolição foram reciclados e utilizados na composição da camada de reforço do subleito e na sub-base dos pavimentos flexíveis, semirrígidos e rígidos do empreendimento. Neste cenário, os RCD substituíram parcialmente os agregados naturais, promovendo a reciclagem de materiais e minimizando a necessidade de extração de novos recursos. Essa abordagem também considera a redução do volume de solos escavados descartados, priorizando sua reutilização quando tecnicamente viável. Esta abordagem está alinhada com a filosofia da Construção Circular, que visa

reduzir o impacto ambiental ao maximizar a reutilização e reciclagem de recursos e diminuir o volume de resíduos gerados.

Nas Figuras 1a e 1b, apresentam-se esquematicamente os cenários estudados, destacando as diferenças nos fluxos de materiais e nas etapas do processo construtivo de cada abordagem. No esquema, também está representada a camada de base do pavimento, que, no CCC, incorpora materiais reciclados, reduzindo a dependência de agregados naturais. Esta visualização facilita a comparação entre os cenários e possibilita uma análise aprofundada dos benefícios e desafios ambientais de cada abordagem, contribuindo para a identificação de práticas mais sustentáveis no sector da construção civil.

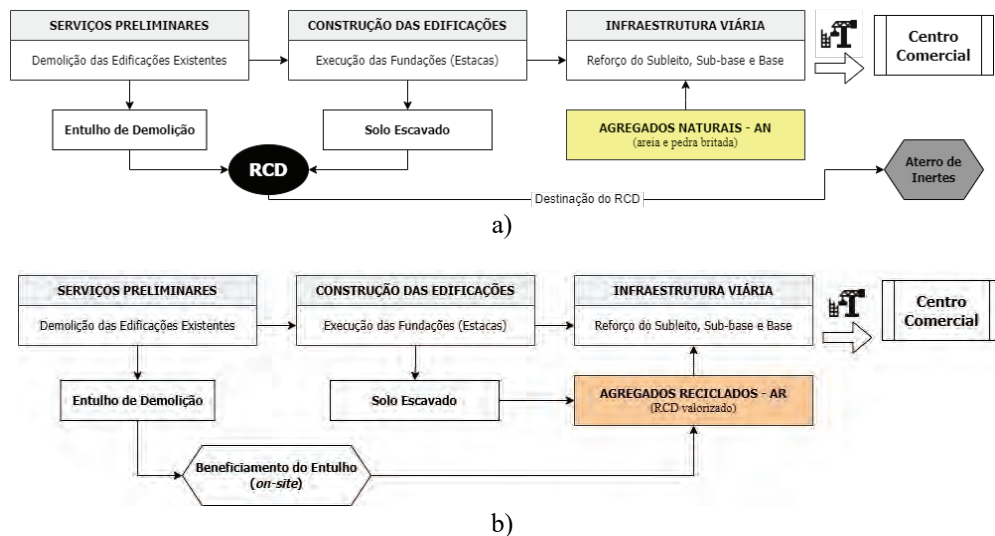


Fig. 1 – Representação esquemática dos cenários de construção estudados:
a) cenário de construção tradicional; b) cenário de construção circular.

3.3 – Objetivo e escopo da ACV

O objetivo deste artigo foi avaliar o desempenho ambiental de cenários de construção estudados na dissertação de Farias (2013) com base na metodologia de ACV. A investigação visou identificar e quantificar os impactos ambientais e as emissões associadas a cada cenário, comparando duas abordagens distintas para a construção do sistema viário do centro comercial em estudo. Os resultados focaram-se nas consequências ambientais da substituição de agregados naturais por agregados reciclados gerados na própria obra, sem refletir o desempenho ambiental dos produtos em si (areia e brita graduada simples versus solo de estaqueamento e entulho beneficiado).

Para tal, a unidade funcional (UF) definida foi 1 tonelada de agregado, seja natural ou reciclado, aplicado nas camadas de infraestrutura do sistema viário do centro comercial, conforme o cenário. A escolha da UF foi crucial para assegurar a comparabilidade e precisão dos resultados, conforme recomendado por Visintin et al. (2020) e Terán-Cuadrado et al. (2024). Esta unidade foi respaldada por diversos estudos (Rosado et al., 2017; Penteado e Rosado, 2016; Paz et al., 2023; Leite et al., 2011) e está em conformidade com a norma brasileira ABNT NBR 15115 (ABNT, 2004), que regulamenta o uso de agregados reciclados provenientes de resíduos sólidos da construção civil para reforçar o subleito, a sub-base e a base dos pavimentos, substituindo os agregados naturais numa proporção de 1:1.

Seguindo as diretrizes estabelecidas pela ABNT NBR ISO 14040 (ABNT, 2014a) e pela ABNT NBR ISO 14044 (ABNT, 2014b), foi selecionado um horizonte temporal de análise de 100 anos. Embora os pavimentos tenham uma vida útil de 20 a 40 anos (Birgisdottir, 2005), as camadas de reforço de subleito, sub-base e base raramente sejam refeitas nesse período. Assim, um horizonte temporal de 100 anos foi considerado apropriado para capturar os impactos ambientais ao longo de todo o ciclo de vida dos materiais utilizados. Impactes que ocorram após os 100 anos não foram considerados neste estudo. A investigação abrangeu não só as emissões de CO₂, mas também outros impactes ambientais, utilizando métodos como o IPCC 2021 AR6 GWP 100a (IPCC, 2023) para avaliar o potencial de aquecimento global e o ReCiPe (Huijbregts et al., 2017) para uma análise mais abrangente das categorias de impacto ambiental.

3.4 – Fronteiras do sistema

As fronteiras do sistema para os dois cenários e as unidades funcionais são apresentadas de forma esquemática nas Figuras 2a e 2b. Para esta investigação, algumas exclusões foram necessárias, devido às limitações inerentes ao caso de estudo de uma obra já executada, o que impossibilitou a obtenção de algumas informações detalhadas.

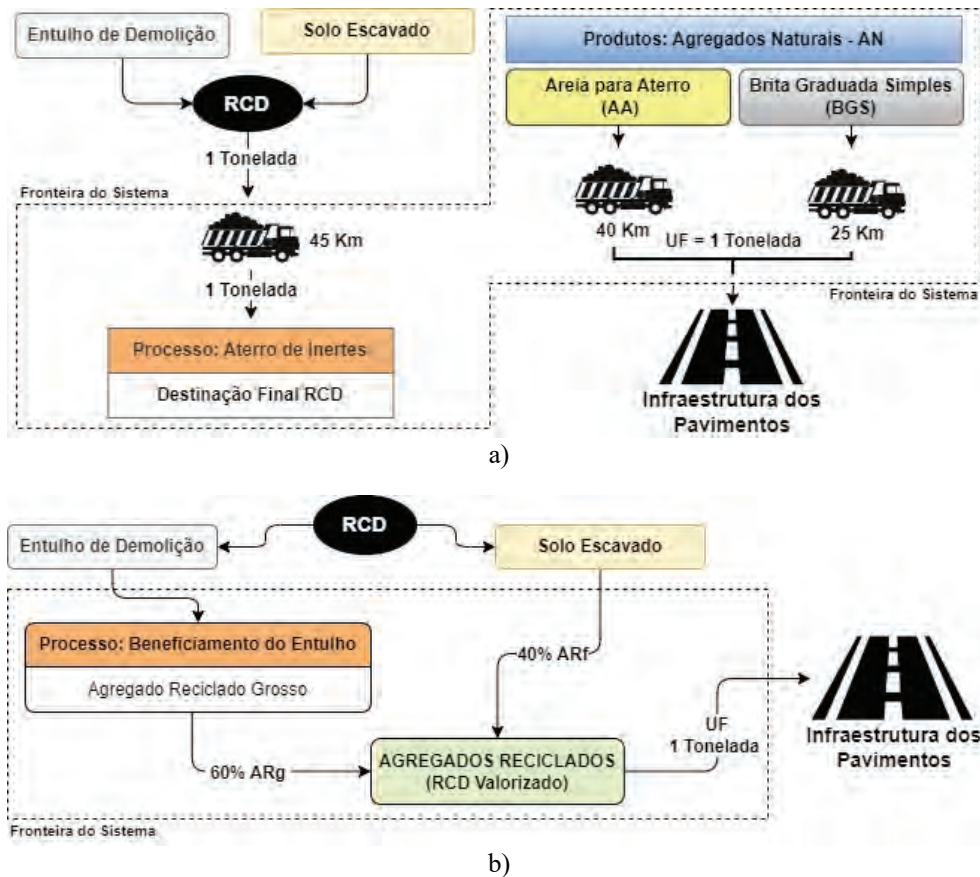


Fig. 2 – Fronteiras do sistema e unidades funcionais:
a) cenário de construção tradicional; b) cenário de construção circular.

As emissões e os respetivos impactes associados ao processo construtivo do sistema viário, incluindo as fases executivas de regularização, reforço e revestimento, não foram considerados. Da mesma forma, as movimentações de materiais e os transportes de qualquer natureza dentro do estaleiro da obra foram excluídos desta análise. Estas exclusões são justificadas pelo facto de que os impactes e as emissões destas atividades ocorreriam independentemente da utilização de agregados reciclados ou naturais, não afetando, portanto, os objetivos principais deste estudo.

Os impactes ambientais relacionados ao ciclo de vida dos galpões demolidos e ao processo de demolição foram excluídos das fronteiras do sistema, pois ocorreriam independentemente do cenário construtivo adotado. A análise concentra-se, portanto, nos processos de reciclagem e nos benefícios específicos que essa valorização proporciona.

Considerou-se o processo de beneficiamento dos resíduos de demolição realizado com equipamentos móveis, etapa realizada no próprio estaleiro da obra. Esta decisão foi baseada numa análise de viabilidade económica que apontou para esta solução, em vez de enviar os resíduos para uma unidade de beneficiamento estacionário fora da obra. Esta abordagem reduz os custos de transporte e minimiza o impacto ambiental associado ao transporte de resíduos. Adicionalmente, não foram considerados os transportes dos equipamentos de britagem (mobilização e desmobilização) na ACV, pois são atividades que, embora relevantes, não afetam significativamente o objetivo do estudo. Também os resíduos provenientes do beneficiamento do entulho de demolição não foram considerados devido à sua pequena quantidade gerada, que não tem um impacto significativo nos resultados gerais da ACV.

Estas fronteiras permitem focar a análise nos aspetos mais relevantes para a comparação entre os dois cenários, assegurando que os resultados obtidos são representativos dos benefícios e desvantagens ambientais associados ao uso de agregados reciclados gerados na obra em comparação com agregados naturais.

3.5 – Inventário do ciclo de vida (ICV)

O ICV tem como objetivo identificar e quantificar as intervenções ambientais (entradas e saídas) presentes nas fronteiras do sistema de um produto ou serviço. Nesta etapa, contabilizam-se as matérias-primas, insumos, energia, emissões para o ar, água e solo, bem como os resíduos sólidos gerados em termos da unidade funcional analisada. De acordo com a norma ABNT NBR ISO 14044 (ABNT, 2014b), esta etapa envolve a compilação e quantificação de entradas e saídas para os sistemas estudados ao longo de seu ciclo de vida, fornecendo a base para a avaliação de impactes.

A modelagem da ACV foi desenvolvida utilizando o software SimaPro® 9.6.0.1, enquanto os inventários dos produtos e processos de suporte foram obtidos no banco de dados Ecoinvent v.3.9.1 (Wernet et al., 2016). Sempre que possível, foram utilizados dados brasileiros. Na inexistência de dados específicos do Brasil, foram utilizados produtos e processos do tipo RoW (*Rest of the World*), que abrangem a média global, excluindo os países europeus. Quando nenhum desses produtos e processos estava disponível, foram escolhidos os processos do tipo GLO (*Global*), que representam uma média para todos os países do mundo.

Os dados quantitativos dos produtos e processos analisados foram obtidos da investigação de Farias (2013). No CCT, são avaliados os impactes ambientais decorrentes do transporte e utilização dos agregados naturais (areia para aterro e brita graduada simples) até o estaleiro da obra, bem como o processo de transporte dos RCD e sua destinação final em aterros de inertes. As quantidades destes produtos e processos são detalhadas no Quadro 1.

No CCC, o processo predominante é o beneficiamento do entulho de demolição, que resulta em agregado reciclado grosso (ARg), utilizando duas instalações móveis de britagem no estaleiro da obra. O solo escavado do estaqueamento foi diretamente valorizado como agregado reciclado fino (ARf) sem beneficiamento, mas passou por inspeção visual para a remoção de impurezas (Farias, 2013). Apesar de ambos os resíduos serem convertidos em RCD valorizados, somente o beneficiamento do entulho de demolição foi contabilizado na ACV. Para garantir a viabilidade

técnica da solução, foi necessário adicionar uma pequena quantidade de brita graduada simples, cuja aquisição e transporte também foram incluídos na ACV. Os valores quantitativos dos materiais utilizados e processados estão no Quadro 2.

No contexto da análise do CCT, o transporte rodoviário de agregados naturais e RCD foi modelado para camiões basculantes com três eixos, a diesel. Considerou-se o serviço de transporte de carga de 1 tonelada por quilómetro (tkm) em um camião com capacidade até 32 toneladas de peso bruto do veículo. Como não foi possível especificar exatamente o tipo de camião utilizado durante a construção, optou-se pelo modelo de camião terrestre Euro 3 {BR} da base de dados Ecoinvent®, por ser o mais comum no Brasil.

Quadro 1 – Dados gerais para o ICV do Cenário de Construção Tradicional.

Produto / Processo	Aplicação	Tipologia do Material	Volume (m³)	M. Específica (kg/m³)	Massa (t)
Utilização de AN	Infraestrutura Viária	Areia para Aterro (AA)	39.388,00	1.500,00	59.082,00
Utilização de AN	Infraestrutura Viária	Brita Graduada Simples (BGS)	3.788,00	1.500,00	5.682,00
Aterro de Inerte	Destinação Final do RCD	Entulho de Demolição	16.830,00	1.400,00	23.562,00
Aterro de Inerte	Destinação Final do RCD	Solo Escavado do Estaqueamento	25.036,00	1.700,00	42.561,20

AN – Agregado Natural

Quadro 2 – Dados gerais para o ICV do Cenário de Construção Circular.

Produto / Processo	Aplicação	Tipologia do Material	Volume (m³)	M. Específica (kg/m³)	Massa (t)
Valorização do RCD	Infraestrutura Viária	AR Grosso (ARg)	16.830,00	1.400,00	23.562,00
Valorização do RCD	Infraestrutura Viária	AR Fino (ARf)	25.036,00	1.700,00	42.561,20
Utilização de AN	Infraestrutura Viária	Brita Graduada Simples (BGS)	11.310,00	1.500,00	1.965,00

AR – Agregado Reciclado

As distâncias médias de transporte entre a jazida de areia, a pedreira e o aterro de inertes até ao estaleiro da obra foram determinadas por referência geográfica. Estas distâncias são aproximadas, mas representam com elevada precisão as reais, visto que foram obtidas a partir de fontes georreferenciadas. Pequenas variações nas distâncias não induzem impactos significativos nos resultados da análise, dado que a influência do transporte no CCT segue uma relação proporcional e foi considerada de forma coerente dentro do modelo adotado. Os detalhes sobre o processo de transporte são apresentados no Quadro 3.

Quadro 3 – Dados sobre o transporte dos agregados naturais e RCD.

Tipologia do Material	Origem - Destino	Distância (km)
Areia para Aterro (AA)	Jazida – Estaleiro da Obra	40,00
Brita Graduada Simples (BGS)	Pedreira – Estaleiro da Obra	25,00
Resíduos de Construção e Demolição (RCD)	Estaleiro da Obra - Aterro	45,00

3.6 – Avaliação de impacto do ciclo de vida (AICV)

A AICV foi conduzida conforme norma ABNT NBR ISO 14044 (ABNT, 2014b). Esta etapa é essencial na ACV, pois visa identificar e quantificar os potenciais efeitos ambientais associados aos sistemas estudados, correlacionando os dados do inventário com categorias de impacto ambiental e respetivos indicadores, proporcionando uma compreensão detalhada do ciclo de vida dos produtos ou serviços analisados. Neste estudo, a AICV foi conduzida no nível *midpoint* para mudanças climáticas (GWP100) utilizando o método IPCC 2021, bem como para 18 categorias adicionais de impacto utilizando o método ReCiPe 2016 (H) (Dierks et al., 2024; Huijbregts et al., 2017).

O método IPCC 2021 AR6-GWP-100a, desenvolvido pelo Painel Intergovernamental sobre Mudanças Climáticas (IPCC, 2023), quantifica as emissões de GEE em termos de CO₂ equivalente (CO₂-eq), frequentemente referido como fator de emissão. Este método utiliza métricas de emissões para Potencial de Aquecimento Global (GPW) e Potencial de Mudança de Temperatura Global (GTP) ao longo de um período de 100 anos para os GEE relevantes. Considera todas as fontes e sumidouros dentro das fronteiras do sistema de ciclo de vida dos produtos ou serviços avaliados, fornecendo uma visão detalhada das emissões totais de CO₂-eq.

O segundo método, ReCiPe 2016 (H), desenvolvido por universidades holandesas em colaboração com a empresa *PRé Sustainability* e o Instituto Nacional de Saúde Pública e Meio Ambiente da Holanda (Huijbregts et al., 2017), oferece uma análise abrangente dos impactos ambientais. As categorias de impacto ambiental avaliadas incluem: Potencial de Aquecimento Global (GWP), Depleção da Camada de Ozono (OD), Toxicidade Humana (HT), Ecotoxicidade Aquática de Água Doce (FE), Ecotoxicidade Aquática Marinha (ME), Ecotoxicidade Terrestre (TE), Formação de Partículas (PM), Formação de Oxidantes Fotoquímicos (POF), Acidificação Terrestre (TA), Eutrofização de Água Doce (FE), Eutrofização Marinha (ME), Eutrofização Terrestre (TE), Uso da Terra (LU), Depleção de Recursos Fósseis (FD), Depleção de Recursos Minerais (MD), Uso da Água (WU), Formação de Radicais (IR) e Depleção de Recursos Naturais (NL).

Os resultados foram obtidos em termos de duas etapas, nomeadamente caracterização e normalização. Na etapa de caracterização, as emissões e extrações de recursos (fluxos elementares) foram convertidas em categorias de impacto através de fatores de caracterização (FC). Esses FC permitem quantificar a contribuição de cada fluxo para os diferentes impactos ambientais, resultando em valores de caracterização, que refletem a pontuação ambiental associada a cada fluxo. Na etapa seguinte, normalização, os valores obtidos são contextualizados, dividindo as pontuações de impacto pela carga ambiental total de uma referência, como uma média regional ou global. Os valores normalizados são adimensionais e facilitam a comparação entre diferentes categorias de impacto, destacando as áreas mais significativas em termos ambientais (Huijbregts et al., 2017).

A combinação dos métodos IPCC 2021 e ReCiPe 2016 proporciona uma análise multifacetada e detalhada dos impactos ambientais dos cenários estudados. Esta abordagem abrangente assegura a consideração de todos os aspetos relevantes do ciclo de vida dos materiais e processos, fornecendo uma base sólida para a tomada de decisões sustentáveis no sector da construção civil. Além disso, a avaliação inclui tanto as emissões de GEE quanto uma ampla gama de outros impactos ambientais, permitindo uma compreensão completa das consequências associadas aos diferentes cenários de construção.

3.7 – Análise de sensibilidade

A AS desempenha um papel crítico na ACV, permitindo avaliar a robustez dos resultados frente à variabilidade e incerteza dos dados de entrada. No contexto da ACV, onde as escolhas de inventário, métodos de avaliação e suposições iniciais podem exercer uma influência substancial sobre os resultados, a AS se torna essencial. Este processo identifica as variáveis com maior impacto nos resultados, garantindo que as conclusões sejam fiáveis, mesmo em cenários de incerteza.

Neste estudo, a AS foi aplicada aos resultados obtidos pelo método IPCC, com foco na avaliação da pegada de carbono associada aos CCT e CCC. A escolha do método IPCC se justifica por sua ampla aceitação e pela facilidade de interpretação de seus resultados, já que a pegada de carbono é um indicador essencial para avaliar os impactos das mudanças climáticas (Dierks et al., 2024; Santolini et al., 2023; De Bortoli et al., 2023; Lucanto, 2022; Caldas et al., 2021; Scrucça et al., 2020).

A metodologia da AS consistiu na substituição dos FC utilizados neste estudo, originalmente derivados do banco de dados Ecoinvent, pelos fatores correspondentes do Sistema Nacional de Inventários do Ciclo de Vida (SIDAC). Para isso, foi utilizada uma folha de cálculo eletrônica, onde os valores de FC do Ecoinvent foram sistematicamente substituídos pelos valores obtidos no SIDAC para cada processo estudado. Esta substituição permitiu reavaliar os impactos ambientais considerando as especificidades do contexto brasileiro, refletidas no SIDAC.

O Ecoinvent é um banco de dados globalmente reconhecido que oferece inventários padronizados para uma ampla gama de processos. Contudo, por ser de natureza mais genérica e global, pode não capturar adequadamente as particularidades do contexto brasileiro. Por outro lado, o SIDAC foi desenvolvido especificamente para refletir as condições locais, incluindo práticas industriais, matrizes energéticas e padrões de consumo característicos do Brasil. Assim, a AS realizada visa explorar como essas diferenças nos bancos de dados influenciam os resultados da pegada de carbono nos cenários analisados.

Durante a realização da AS, cada processo identificado no inventário de ciclo de vida foi reavaliado com os FC do SIDAC. As etapas envolveram a substituição dos valores de FC no modelo original e o subsequente recálculo das emissões totais de CO₂-eq para ambos os cenários (CCT e CCC). Essa abordagem permitiu comparar diretamente os resultados obtidos com os dois bancos de dados e identificar como a escolha do inventário pode alterar as conclusões sobre o impacto ambiental. É importante ressaltar que, embora o ideal seja a utilização de dados primários na ACV, a aplicação de dados secundários validados, como os oferecidos pelo Ecoinvent e SIDAC, é amplamente aceita. Ambos os bancos de dados são amplamente utilizados na comunidade científica, proporcionando uma base sólida para a realização de ACV robustas (Thapa et al., 2023; Belizario-Silva et al., 2022; Farias et al., 2021; Rosado et al., 2017). A AS realizada neste trabalho sublinha a importância de utilizar dados representativos do contexto local para garantir a precisão e a relevância dos resultados.

Ao final da análise, os resultados foram comparados para avaliar a magnitude das mudanças nas emissões de CO₂-eq e como isso influencia a interpretação dos cenários de construção analisados. Essa etapa foi crucial para entender a robustez das conclusões obtidas inicialmente e para garantir que as decisões baseadas nesses resultados sejam informadas e adequadas ao contexto específico estudado.

3.8 – Interpretação dos resultados

A interpretação dos resultados é uma etapa fundamental na ACV, destinada a compreender e contextualizar os dados obtidos nas fases anteriores de inventário e avaliação de impacto. De acordo com as normas técnicas ABNT NBR ISO 14040 (ABNT, 2014a) e ABNT NBR ISO 14044 (ABNT, 2014b), esta etapa envolve a análise crítica dos resultados com o objetivo de identificar e explicar as implicações ambientais e as potenciais melhorias nos processos analisados.

Nesta fase, as emissões de CO₂ e outros impactos ambientais obtidos a partir dos métodos IPCC 2021 e ReCiPe 2016, foram interpretados para fornecer uma visão abrangente dos benefícios e desvantagens de cada cenário estudado. Além disso, a AS conduzida anteriormente foi considerada para garantir a robustez e a confiabilidade dos resultados. A interpretação dos resultados permite identificar as áreas onde as práticas de construção podem ser otimizadas para reduzir os impactos ambientais e promover a sustentabilidade. Assim, discutem-se as possíveis implicações das escolhas

de materiais e processos, bem como as estratégias para a implementação de práticas mais sustentáveis no sector da construção civil.

Os resultados desta etapa foram detalhadamente apresentados e discutidos no capítulo de resultados e discussão, onde foram elaboradas conclusões finais sobre o desempenho ambiental dos cenários de construção estudados. Esta abordagem garantirá que as informações obtidas sejam utilizadas de forma efetiva para orientar futuras decisões no âmbito da construção sustentável.

4 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 – Resultados da AICV para mudanças climáticas pelo método IPCC

A análise dos impactos ambientais relacionados às mudanças climáticas foi conduzida utilizando o método IPCC 2021 AR6 (GWP 100), reconhecido pela sua precisão na estimativa das emissões de GEE. Este método permitiu a identificação detalhada das pegadas de carbono associadas aos dois cenários de construção estudados, CCT e CCC.

As Figuras 3 e 4 apresentam, respetivamente, as pegadas de carbono para os cenários CCT e CCC. Estas figuras mostram claramente a contribuição de cada processo individual para as emissões totais de GEE em cada cenário.

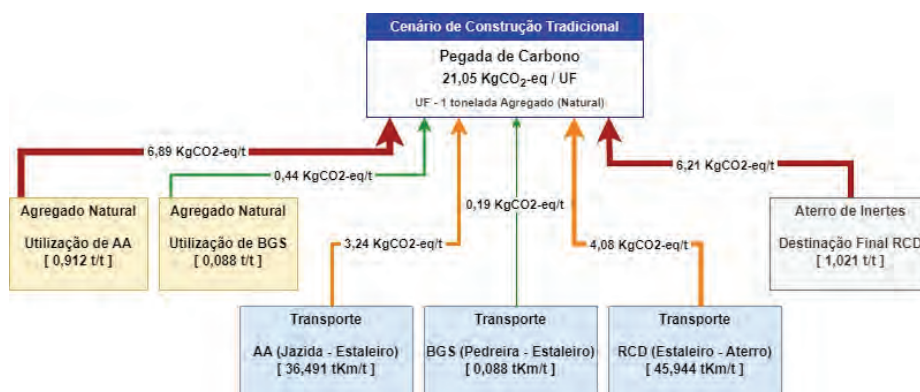


Fig. 3 – Pegada de carbono por unidade funcional para o CCT.

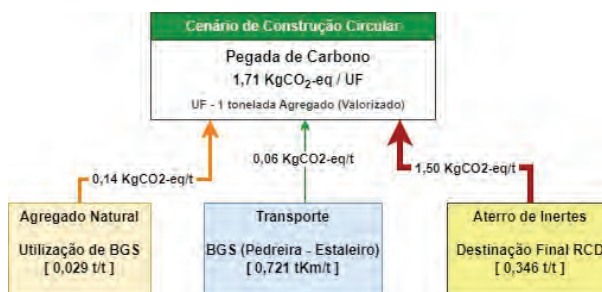


Fig. 4 – Pegada de carbono por unidade funcional para o CCC.

Na Figura 5 verifica-se que, no CCT, o transporte rodoviário de carga contribui com 35,70% do total das emissões de GEE, sendo a maior contribuição. Seguem-se a aquisição de agregados naturais (AA e BGS), que representam 34,81%, e a destinação final dos RCD em aterro de inertes, responsáveis por 29,49% das emissões. Estes dados evidenciam a importância crítica do transporte e da gestão de resíduos no ciclo de vida do CCT.

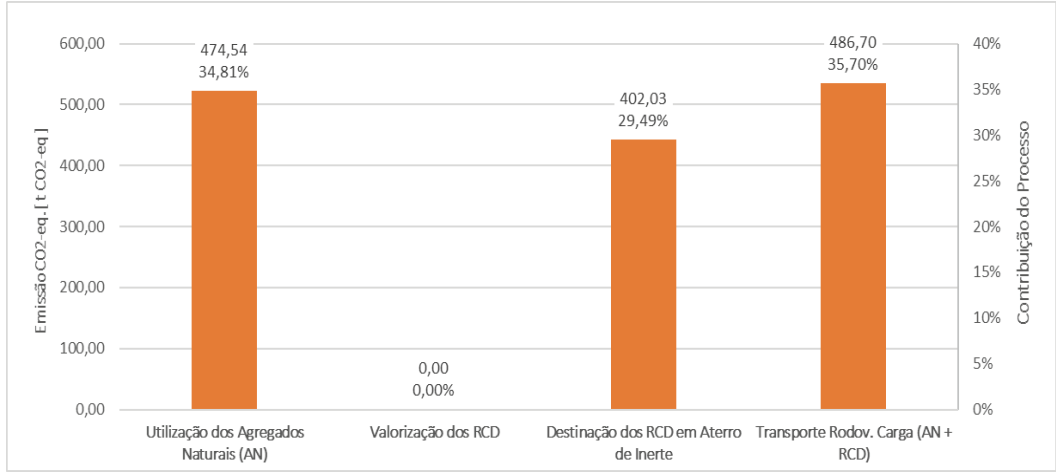


Fig. 5 – Resultados da avaliação de impactes para mudanças climáticas (GWP 100) para o CCT.

No CCC (Figura 6), a valorização dos RCD predomina como o processo principal, contribuindo com 87,80% das emissões totais. A utilização de BGS e o seu transporte representam 8,45% e 3,75%, respetivamente. Esta análise destaca o papel central do beneficiamento de resíduos na economia circular, evidenciando que, embora seja o principal processo gerador de emissões, os valores de CO₂-eq emitidos são inferiores quando comparados aos métodos convencionais empregados no CCT, contribuindo assim para a mitigação das emissões.

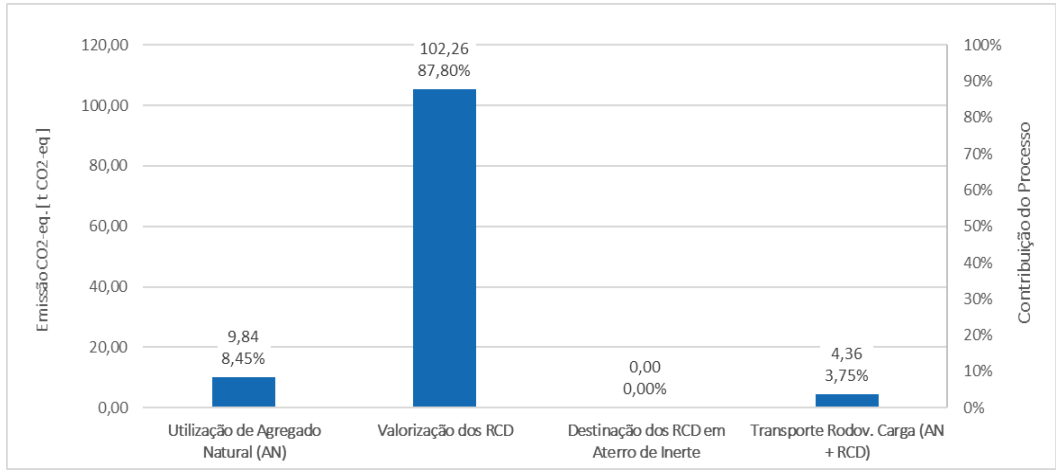


Fig. 6 – Resultados da avaliação de impactes para mudanças climáticas (GWP 100) para o CCC.

A Figura 7 mostra que a comparação entre os cenários evidencia uma redução significativa nas emissões totais no CCC em relação ao CCT. Enquanto o CCT totaliza 1.363,27 kg CO₂-eq, o CCC apresenta uma emissão significativamente menor, de 116,47 kg CO₂-eq. Essa diferença de 1.246,80 kg CO₂-eq destaca as emissões evitadas com a implementação do CCC.

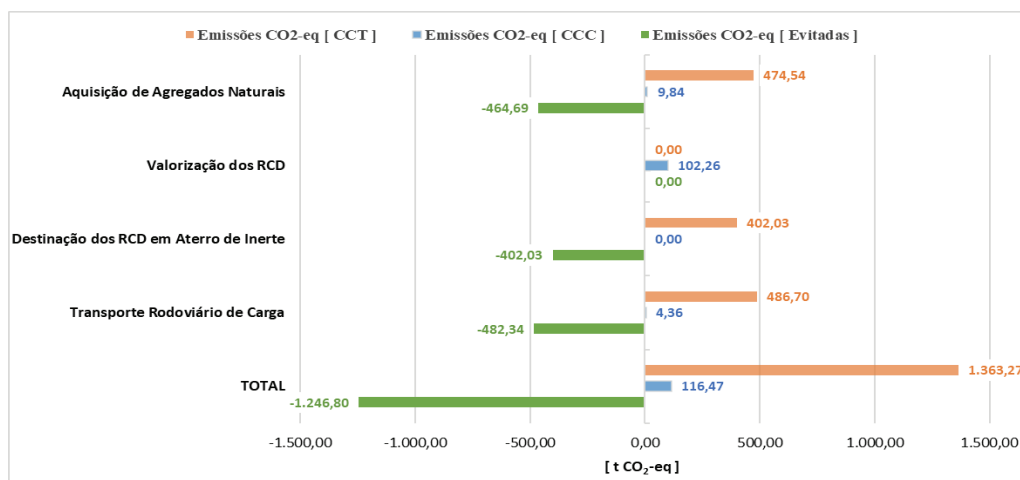


Fig. 7 – Comparação do desempenho ambiental (emissões de CO₂-eq) dos cenários estudados.

4.2 – Resultados da AICV pelo método ReCiPe 2016 (H)

O método ReCiPe 2016 (H) no nível intermediário (*midpoint*) foi utilizado para avaliar uma ampla gama de impactos ambientais, complementando a análise focada nas mudanças climáticas realizada pelo método IPCC. Este método proporciona uma análise detalhada dos impactos ambientais ao longo do ciclo de vida dos cenários CCT e CCC, organizada em duas fases principais: caracterização e normalização.

Na fase de caracterização do CCT, os resultados indicam que a categoria GWP é significativamente influenciada pelo transporte rodoviário de cargas, que contribui com 35,54% do impacto total. Em seguida, a disposição de RCD em aterro de inertes representa 29,79%, enquanto a utilização de agregados naturais, com 32,58% para AA e 2,10% para BGS, também desempenha um papel importante. Esse padrão sublinha a importância crítica do transporte e da gestão de resíduos no ciclo de vida do CCT (Figura 8).

Outras categorias como IR, POF-H, e POF-T seguem um padrão semelhante, onde o transporte de carga e a disposição de RCD dominam os impactos. Em IR, o transporte de carga contribui com 41,40% dos impactos, seguido pela disposição de RCD em aterro de inertes (37,62%), com AA e BGS a contribuírem com 17,70% e 3,28%, respectivamente. Em POF-H e POF-T, a utilização de agregados naturais e o transporte emergem como os principais fatores de impacto. Entretanto, nas categorias TE e FE-eco, o transporte de carga emerge como o processo dominante, contribuindo com 86,97% e 93,54% dos impactos, respectivamente. Esses valores destacam a importância do transporte no ciclo de vida, especialmente nas categorias relacionadas com a toxicidade, devido às emissões de poluentes como NO_x, partículas, e metais pesados, além da deposição atmosférica de substâncias químicas tóxicas, que têm efeitos adversos significativos nos ecossistemas terrestres e aquáticos.

Por outro lado, a categoria LU é principalmente afetada pela extração de areia, que contribui com 75,54% dos impactos. O resultado negativo observado nesta categoria deve-se à premissa de regeneração de terras ou restauração de ecossistemas prevista na metodologia, como a recuperação

de vegetação nativa ou a conversão de áreas degradadas, resultando em benefícios ambientais refletidos em valores negativos na caracterização. Em contraste, a categoria PMF apresenta uma distribuição mais equilibrada entre os diferentes processos, sublinhando a complexidade dos impactes associados a esta categoria.

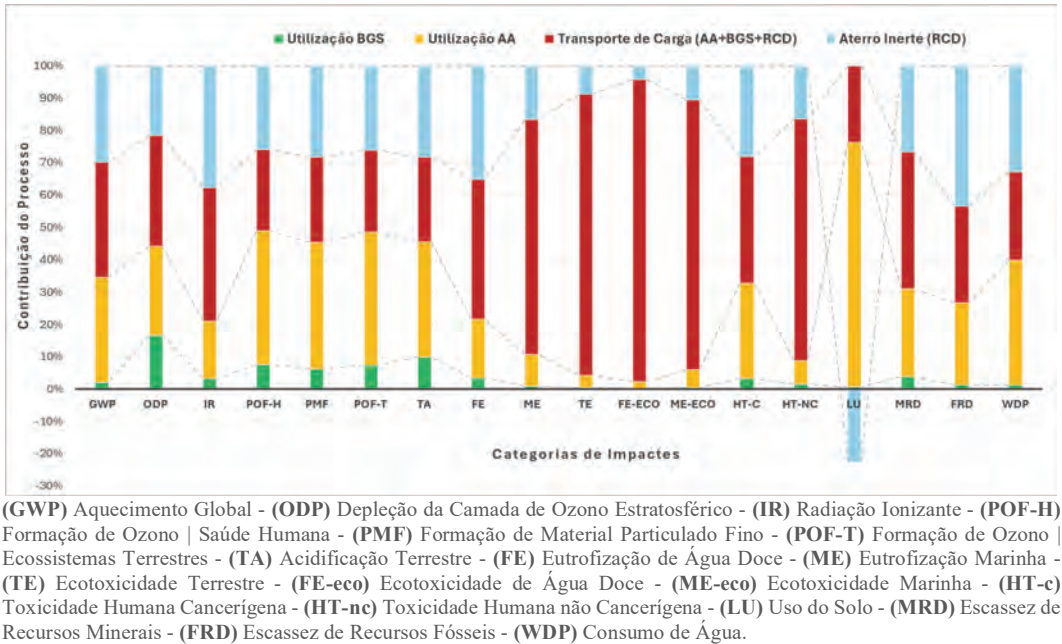
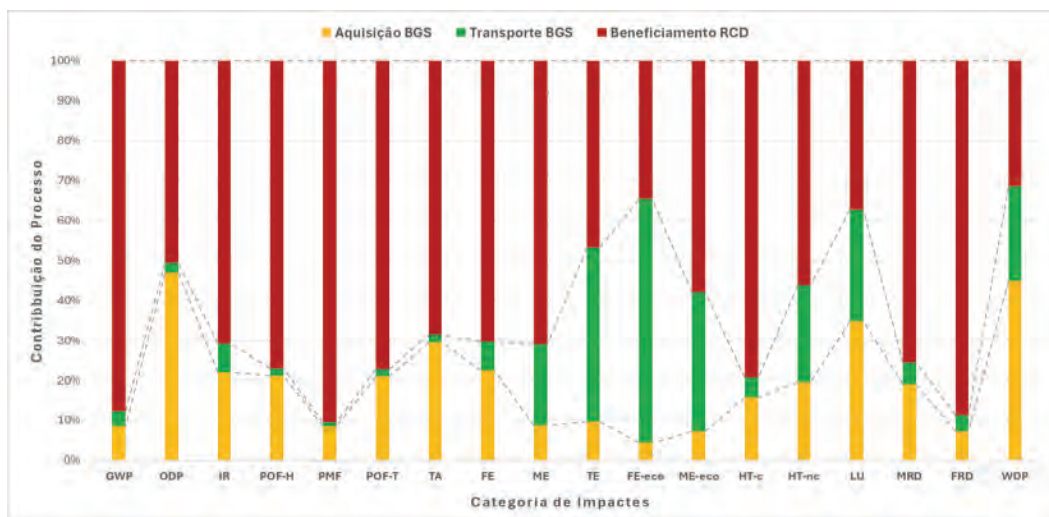


Fig. 8 – Caracterização da contribuição dos processos nas categorias de impacto no CCT.

A análise das categorias WDP e MRD é particularmente relevante no contexto da construção civil, onde o uso intensivo de recursos naturais é uma constante. Na caracterização do CCT, WDP revela que a utilização de agregados naturais (AA e BGS) contribui com 40,07% do impacto, enquanto a disposição de RCD em aterro de inertes e o processo de transporte representam 32,75% e 27,18%, respectivamente. Em MRD, o transporte de cargas é responsável por 42,14% do impacto, seguido pela utilização de agregados naturais com 31,12% e pela disposição de RCD em aterro de inertes com 26,74%. Esses resultados reforçam a necessidade de otimizar o uso de recursos e práticas de transporte para reduzir os impactes ambientais no sector da construção.

No CCC, os resultados da caracterização apresentam uma distribuição distinta em relação ao CCT, refletindo as particularidades do cenário circular, onde o processamento de resíduos assume um papel central. Na categoria GWP, o beneficiamento dos RCD é o principal contribuinte, representando 87,72% dos impactes, seguido pela utilização de BGS com 8,54% e pelo transporte com 3,73% (Figura 9).

Esse padrão sublinha a importância do processamento dos RCD no cenário circular e a sua contribuição para a mitigação dos impactes ambientais. Nas categorias IR e PMF, o beneficiamento dos RCD também domina, com 70,80% e 90,56% dos impactes, respectivamente. Isso evidencia como o processamento de resíduos, mesmo em processos mais intensivos em energia, desempenha um papel crucial na redução dos impactes associados às emissões ionizantes e à formação de material particulado fino. O transporte continua a ser uma contribuição relevante, especialmente nas categorias TE e FE-eco, onde representa 43,48% e 61,03% dos impactes, respectivamente. Essa tendência pode ser explicada pela emissão de poluentes e substâncias tóxicas durante o transporte, que afetam significativamente os ecossistemas terrestres e aquáticos.

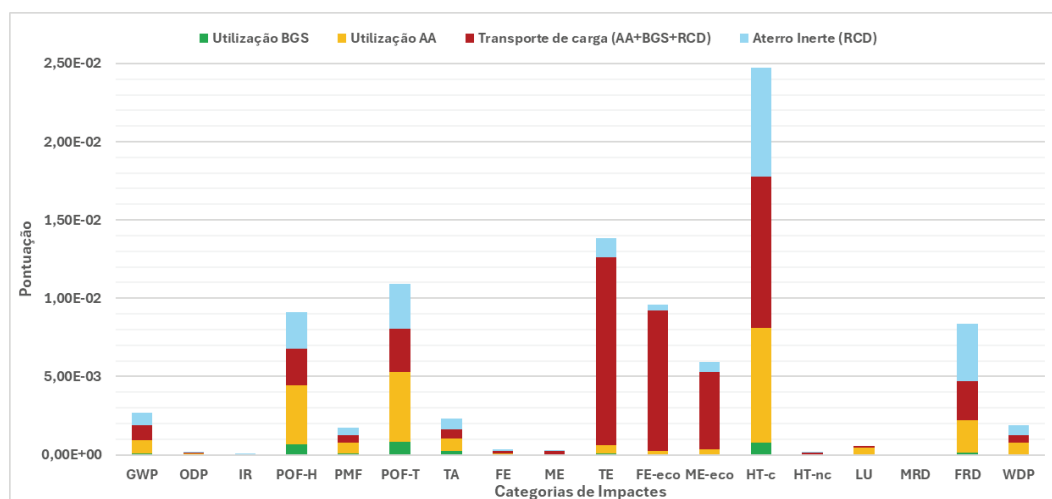


(GWP) Aquecimento Global - (ODP) Depleção da Camada de Ozono Estratosférico - (IR) Radiação Ionizante - (POF-H) Formação de Ozono | Saúde Humana - (PMF) Formação de Material Particulado Fino - (POF-T) Formação de Ozono | Ecossistemas Terrestres - (TA) Acidificação Terrestre - (FE) Eutrofização de Água Doce - (ME) Eutrofização Marinha - (TE) Ecotoxicidade Terrestre - (FE-eco) Ecotoxicidade de Água Doce - (ME-eco) Ecotoxicidade Marinha - (HT-c) Toxicidade Humana Cancerígena - (HT-nc) Toxicidade Humana não Cancerígena - (LU) Uso do Solo - (MRD) Escassez de Recursos Minerais - (FRD) Escassez de Recursos Fósseis - (WDP) Consumo de Água.

Fig. 9 – Caracterização da contribuição dos processos nas categorias de impacto no CCC.

A categoria LU apresenta uma distribuição mais equilibrada, com o beneficiamento dos RCD contribuindo com 37,28%, seguido pela aquisição de BGS com 34,77% e pelo transporte com 27,94%. Este equilíbrio reflete o impacto diversificado do uso do solo nos diferentes processos do cenário circular. Adicionalmente, nas categorias MRD e WDP, o beneficiamento dos RCD contribui significativamente para MRD (75,63%) e para WDP (31,43%), realçando a necessidade de práticas de reciclagem e reutilização que minimizem a extração de recursos naturais e o consumo de água. A aquisição de BGS, mesmo em menor quantidade, também apresenta uma contribuição relevante para WDP (44,90%), reforçando a importância de otimizar a extração e utilização de agregados naturais para mitigar os impactos ambientais associados.

Avançando para a fase de normalização, tem-se uma visão contextualizada da relevância de cada categoria de impacto e comparações diretas entre as diferentes categorias e os processos que contribuem para cada uma delas. No CCT, a normalização dos resultados (Figura 10) revela que as categorias HT-c, TE e POF-T se destacam como as mais significativas. Estes resultados indicam que os processos relacionados ao transporte de materiais têm um impacto ambiental substancial, especialmente nas áreas de toxicidade humana e na saúde dos ecossistemas. A elevada contribuição do transporte para HT-c ($2,47E-02$) e TE ($1,38E-02$) ressalta o impacto significativo das emissões de substâncias tóxicas ao longo do ciclo de vida do CCT, sugerindo a necessidade de estratégias de mitigação direcionadas à redução dessas emissões. Por outro lado, as categorias MRD e IR emergem como as menos significativas, com valores normalizados consideravelmente inferiores em comparação com outras categorias de impacto. O valor total de apenas $4,13E-07$ para MRD e $3,66E-05$ para IR sugere que, no contexto geral do CCT, os impactos relacionados à escassez de recursos minerais e à radiação ionizante não são tão predominantes quanto outras categorias. Este cenário indica que, embora estas categorias sejam relevantes, elas podem ser consideradas como prioridade secundária nas estratégias de mitigação, permitindo que os esforços sejam direcionados para áreas com maior impacto ambiental.



(GWP) Aquecimento Global - (ODP) Depleção da Camada de Ozono Estratosférico - (IR) Radiação Ionizante - (POF-H) Formação de Ozono | Saúde Humana - (PMF) Formação de Material Particulado Fino - (POF-T) Formação de Ozono | Ecossistemas Terrestres - (TA) Acidificação Terrestre - (FE) Eutrofização de Água Doce - (ME) Eutrofização Marinha - (TE) Ecotoxicidade Terrestre - (FE-eco) Ecotoxicidade de Água Doce - (ME-eco) Ecotoxicidade Marinha - (HT-c) Toxicidade Humana Cancerígena - (HT-nc) Toxicidade Humana não Cancerígena - (LU) Uso do Solo - (MRD) Escassez de Recursos Minerais - (FRD) Escassez de Recursos Fósseis - (WDP) Consumo de Água.

Fig. 10 – Normalização das categorias de impacto para o CCT.

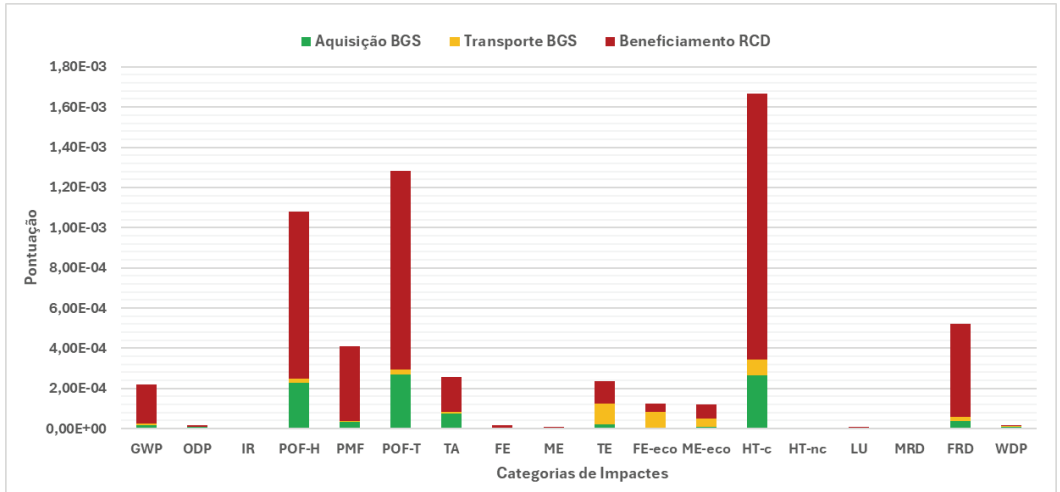
Ao analisar os resultados normalizados para o CCC (Figura 11), observa-se que a categoria HT- c permanece como a mais significativa, com um valor total de 1,67E-03, evidenciando a considerável contribuição do beneficiamento de RCD para esta categoria. Este dado reforça a importância crítica do tratamento de resíduos no contexto de uma economia circular, onde o processamento de materiais reciclados pode potencialmente liberar substâncias cancerígenas, aumentando o impacto nesta categoria. As categorias POF-T e POF-H seguem em termos de importância, com valores de 1,28E-03 e 1,08E-03, respetivamente, o que reflete a relevância das emissões que afetam tanto a saúde dos ecossistemas terrestres quanto a saúde humana.

Por outro lado, as categorias MRD e IR continuam a apresentar os valores mais baixos na normalização, com 2,73E-08 e 1,78E-06, respetivamente. Estes resultados estão em consonância com as observações feitas no CCT, confirmando que os impactos relacionados à escassez de recursos minerais e à radiação ionizante são menos expressivos no contexto geral do CCC. Isso indica que, embora sejam áreas relevantes, elas podem ser tratadas como uma prioridade secundária nas estratégias de mitigação, direcionando o foco para categorias com impactos mais substanciais, como HT-c e POF-T.

Por outro lado, as categorias MRD e IR continuam a apresentar os valores mais baixos na normalização, com 2,73E-08 e 1,78E-06, respetivamente. Estes resultados estão em consonância com as observações feitas no CCT, confirmando que os impactos relacionados à escassez de recursos minerais e à radiação ionizante são menos expressivos no contexto geral do CCC. Isso indica que, embora sejam áreas relevantes, elas podem ser tratadas como uma prioridade secundária nas estratégias de mitigação, direcionando o foco para categorias com impactos mais substanciais, como HT-c e POF-T.

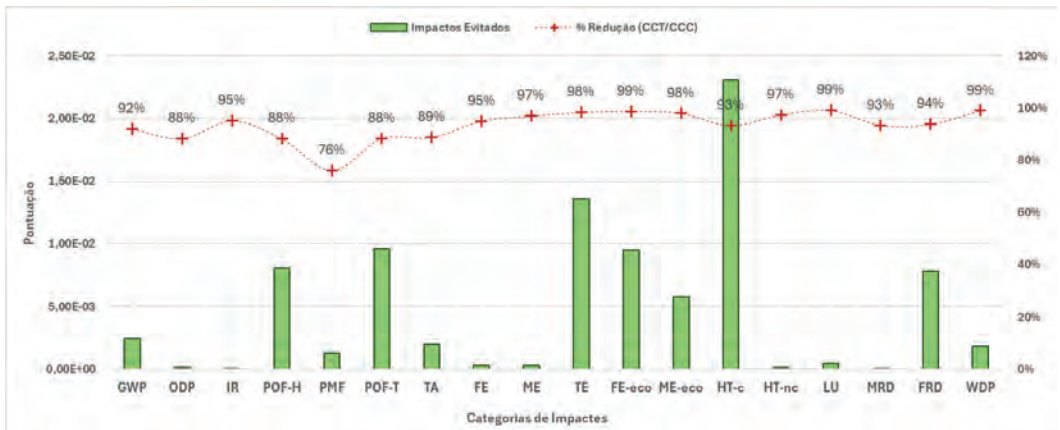
Após a apresentação dos resultados normalizados para os CCT e CCC em termos absolutos, torna-se pertinente aprofundar a análise comparativa para avaliar as diferenças nos impactos ambientais entre os dois cenários. Esta comparação sublinha as reduções de impacto obtidas com a transição do CCT para o CCC, destacando a eficácia do modelo de economia circular na mitigação dos efeitos ambientais adversos. A Figura 12 ilustra as pontuações de redução e os respetivos

percentuais de diminuição dos impactes ambientais para cada categoria. Nota-se que o CCC oferece significativas vantagens em diversas categorias de impacte. A maior redução foi verificada na categoria de LU, com uma diminuição de 99,07%, seguida pelo WDP, que apresentou uma redução de 99,02%. Estes resultados indicam a alta eficácia do CCC na preservação de recursos naturais críticos.



(GWP) Aquecimento Global - (ODP) Depleção da Camada de Ozono Estratosférico - (IR) Radiação Ionizante - (POF-H) Formação de Ozono | Saúde Humana - (PMF) Formação de Material Particulado Fino - (POF-T) Formação de Ozono | Ecossistemas Terrestres - (TA) Acidificação Terrestre - (FE) Eutrofização de Água Doce - (ME) Eutrofização Marinha - (TE) Ecotoxicidade Terrestre - (FE-eco) Ecotoxicidade de Água Doce - (ME-eco) Ecotoxicidade Marinha - (HT-c) Toxicidade Humana Cancerígena - (HT-nc) Toxicidade Humana não Cancerígena - (LU) Uso do Solo - (MRD) Escassez de Recursos Minerais - (FRD) Escassez de Recursos Fósseis - (WDP) Consumo de Água.

Fig. 11 – Normalização das categorias de impacte para o CCC.



(GWP) Aquecimento Global - (ODP) Depleção da Camada de Ozono Estratosférico - (IR) Radiação Ionizante - (POF-H) Formação de Ozono | Saúde Humana - (PMF) Formação de Material Particulado Fino - (POF-T) Formação de Ozono | Ecossistemas Terrestres - (TA) Acidificação Terrestre - (FE) Eutrofização de Água Doce - (ME) Eutrofização Marinha - (TE) Ecotoxicidade Terrestre - (FE-eco) Ecotoxicidade de Água Doce - (ME-eco) Ecotoxicidade Marinha - (HT-c) Toxicidade Humana Cancerígena - (HT-nc) Toxicidade Humana não Cancerígena - (LU) Uso do Solo - (MRD) Escassez de Recursos Minerais - (FRD) Escassez de Recursos Fósseis - (WDP) Consumo de Água.

Fig. 12 – Comparação da Redução de Impactes Ambientais entre o CCT e CCC.

Em relação às categorias ME-eco e FE-eco, os percentuais de redução foram de 97,96% e 98,70%, respetivamente. Esses resultados evidenciam a menor carga de poluentes liberados no ambiente aquático no cenário circular, comparado ao tradicional, reforçando o papel da economia circular na proteção dos ecossistemas aquáticos. O GWP, uma métrica crucial para medir os impactos das mudanças climáticas, apresentou uma redução de 91,90% no CCC em comparação ao CCT. Este dado é de particular relevância, dado que o GWP é uma das categorias mais críticas na avaliação dos impactos ambientais relacionados ao sector da construção. A significativa redução nas emissões de GEE demonstra o benefício de adotar práticas circulares para mitigar os efeitos das mudanças climáticas. Além disso, as categorias relacionadas à toxicidade, como HT-c e HT-nc, mostraram reduções de 93,26% e 97,38%, respetivamente, ao comparar o CCC com o CCT. Tais resultados indicam que o cenário circular contribui significativamente para a redução de riscos à saúde humana associados à exposição a substâncias tóxicas.

4.3 – Análise de sensibilidade

A AS realizada demonstrou que a escolha do banco de dados de inventário influencia significativamente a avaliação da pegada de carbono nos CCT e CCC. Essa análise é essencial para avaliar a robustez dos resultados de uma ACV, especialmente ao se considerarem variáveis críticas como os FC.

No CCT, a substituição dos dados do Ecoinvent pelos do SIDAC resultou em variações consideráveis na contribuição percentual dos processos em termos de emissões totais de CO₂-eq. Com o Ecoinvent, a utilização dos AN representava 34,81% do total das emissões, enquanto o transporte de cargas e a destinação dos RCD em aterros de inertes contribuíam com 35,70% e 29,49%, respetivamente. No entanto, ao aplicar os dados do SIDAC, a contribuição da utilização de AN aumentou para 47,24%, enquanto o transporte de cargas e a destinação de RCD apresentaram reduções para 27,96% e 24,80%, respetivamente (Figura 13). Esse aumento na contribuição dos AN deve-se ao facto de que o FC para o processo de extração de areia, conforme registado no SIDAC, apresenta um impacto mais elevado nas emissões de CO₂-eq em comparação com o Ecoinvent.

No CCC, o impacto da mudança de banco de dados é ainda mais pronunciado. A valorização dos RCD, que inicialmente representava 87,80% das emissões totais de CO₂-eq com o Ecoinvent, reduziu-se para 66,06% com o SIDAC. Consequentemente, as contribuições da utilização de AN e do transporte de cargas aumentaram de 8,45% para 20,21% e de 3,75% para 13,73%, respetivamente. Essa redistribuição ocorre porque o FC para o processo de valorização dos RCD é significativamente menor no SIDAC em comparação com o Ecoinvent, levando a um aumento relativo na contribuição dos demais processos, apesar de uma redução observada no FC para o transporte de cargas e para a utilização da BGS. Em termos gerais, o aumento no FC foi verificado exclusivamente no processo de utilização de areia.

Além disso, ao comparar as emissões totais para ambos os cenários, observa-se que as emissões calculadas com o SIDAC são superiores às obtidas com o Ecoinvent no CCT (1.620,79 tCO₂-eq em comparação a 1.363,27 tCO₂-eq), enquanto no CCC, as emissões calculadas com o SIDAC são inferiores às obtidas com o Ecoinvent (45,40 tCO₂-eq em comparação a 116,47 tCO₂-eq). Esse contraste indica que, embora o SIDAC indique para um maior impacto ambiental no cenário tradicional, também destaca de forma mais acentuada os benefícios da economia circular, com uma redução de emissões mais significativa no CCC (97,20% de redução com o SIDAC contra 91,46% com o Ecoinvent) (Figura 14).

Esta AS sublinha a importância de se avaliar a fiabilidade dos resultados de uma ACV ao se alterarem variáveis importantes, como os FC. Apesar das variações significativas observadas, com destaque para o aumento da contribuição da utilização de areia e a redução do impacto da valorização dos RCD, os resultados continuam a demonstrar que a adoção de práticas sustentáveis e de economia circular resulta em benefícios ambientais substanciais.

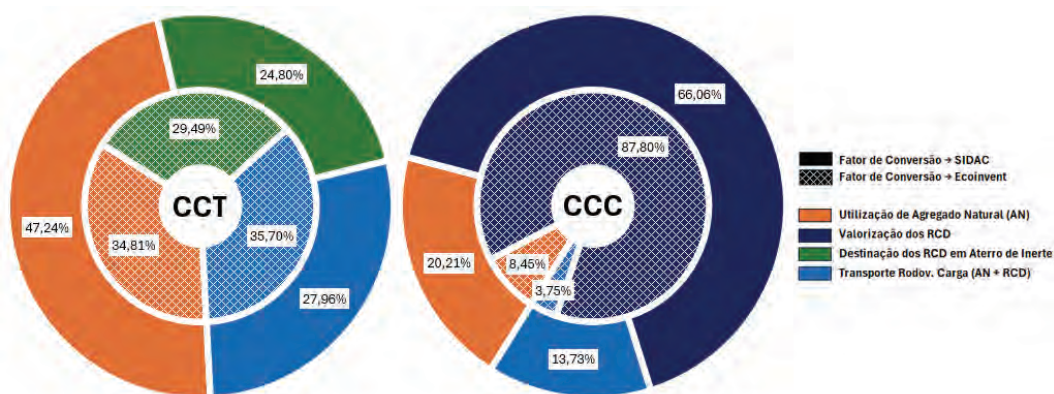


Fig. 13 – Análise de sensibilidade: variação nos fatores de contribuição dos processos em função da alteração do banco de dados de inventário.

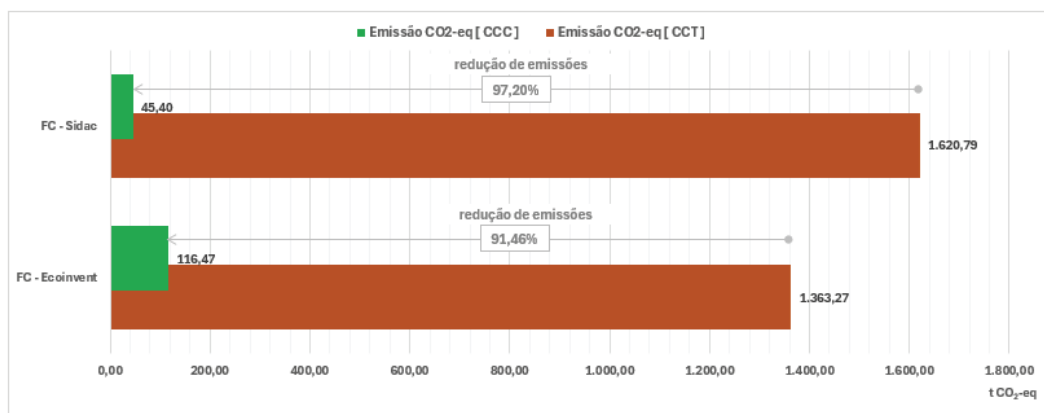


Fig. 14 – Análise de sensibilidade: emissões totais nos CCT e CCC com a alteração do banco de dados de inventário.

4.4 – Discussão dos resultados

A análise dos resultados evidencia, de forma clara, a eficácia do CCC, em comparação com o CCT, na mitigação dos impactos ambientais, confirmando o potencial transformador da economia circular no sector da construção civil. Este resultado corrobora o crescente corpo de literatura que sublinha os benefícios ambientais da reciclagem de RCD em práticas construtivas sustentáveis.

Os resultados obtidos pelo método IPCC 2021 AR6, que avalia o potencial de aquecimento global, revelaram uma redução significativa, em cerca de 91%, nas emissões de GEE ao adotar o CCC em relação ao CCT. Este dado é particularmente relevante ao ser comparado com estudos semelhantes, como os de Zhao et al. (2021), que também relataram reduções substanciais nas emissões de CO₂ com a integração de práticas de economia circular. Além disso, a substituição de agregados naturais por reciclados evitou a extração de aproximadamente 0,9 toneladas de areia e 0,1 tonelada de brita por tonelada de RCD, resultados que estão em consonância com as conclusões de Rosado et al. (2017), que apontaram uma redução na extração de 0,2 toneladas de areia por tonelada de RCD reciclado.

Considerando a análise pelo método ReCiPe 2016 (H), os resultados reforçam ainda mais a superioridade ambiental do CCC. As categorias de uso do solo e consumo de água destacaram-se com reduções de aproximadamente 99% em comparação com o CCT. Estes resultados evidenciam não apenas uma menor necessidade de novas áreas para a extração de recursos, mas também uma gestão mais eficiente dos recursos hídricos. Estas conclusões estão alinhadas com a literatura, que reconhece a economia circular como uma estratégia essencial para a preservação dos recursos naturais em contextos de crescente escassez, conforme apontado nos estudos de Korhonen et al. (2018) e Geissdoerfer et al. (2017).

Comparando os resultados obtidos para o GWP entre os métodos IPCC e ReCiPe, observam-se valores muito próximos: o método IPCC indicou 21,05 kgCO₂-eq/t para o CCT e 1,71 kgCO₂-eq/t para o CCC, enquanto o ReCiPe apresentou 21,519 kgCO₂-eq/t para o CCT e 1,7441 kgCO₂-eq/t para o CCC. Essa convergência de resultados reforça a confiabilidade das conclusões obtidas, apesar das variações metodológicas inerentes a cada abordagem, sublinhando a consistência das reduções significativas de emissões de GEE no CCC. A normalização dos resultados pelo ReCiPe revelou uma redução significativa em todas as categorias de impacto, especialmente na categoria de toxicidade humana, com uma redução em cerca de 93%. Este resultado está em sintonia com estudos que demonstram os benefícios da utilização de RCD na mitigação dos impactos tóxicos ao longo do ciclo de vida dos materiais (Azam et al., 2024; Dierks et al., 2024; Santolini et al., 2024; Chen et al., 2021; Penteado e Rosado, 2016; Chowdhury et al., 2010).

Vale destacar que, ao contrário de outros estudos, este trabalho não contabilizou a geração de resíduos no processo de beneficiamento dos RCD, devido à baixa quantidade gerada e à ausência de dados precisos, conforme documentado em Farias (2013). No entanto, essa exclusão não compromete a fiabilidade deste estudo, uma vez que a quantidade de resíduos gerados durante o beneficiamento foi mínima e não teria impacto significativo nos resultados. Adicionalmente, os impactos ambientais positivos frequentemente relatados em estudos similares, como a reciclagem de componentes ferrosos e de madeira, também não foram considerados devido à falta de informações detalhadas. Estes fatores, apesar de não estarem incluídos, não colocam em risco a validade das conclusões aqui apresentadas, mas sim reforçam a necessidade de maior precisão na recolha de dados para futuras ACV. É igualmente importante observar que o impacto da mobilização e da desmobilização dos equipamentos móveis utilizados para o processamento dos resíduos de demolição não foi contabilizado, conforme justificado anteriormente. Embora o uso de equipamentos móveis movidos a diesel seja uma prática comum, essa escolha contribui, significativamente, para o aumento dos impactos ambientais relacionados ao consumo de combustíveis fósseis. Alternativamente, centrais de beneficiamento em instalações externas, que geralmente utilizam eletricidade, tendem a reduzir esses impactos diretos, mas introduzem desafios adicionais, como o aumento do consumo de combustível e dos impactos ambientais associados ao transporte dos RCD para a central e dos agregados reciclados de volta ao local de uso. Estudos apontaram a inviabilidade econômica do uso de centrais externas para o beneficiamento de RDC, conforme relatado por Farias (2013), além de destacar o aumento significativo do tráfego de caminhões entre o estaleiro da obra e a central externa, especialmente numa área urbana já saturada, o que levou à opção por equipamentos móveis, apesar dos impactos ambientais adicionais.

A AS realizada reforça a robustez dos resultados, demonstrando como a escolha do banco de dados de inventário pode influenciar significativamente as conclusões de uma ACV. A substituição dos fatores de contribuição do Ecoinvent pelos do SIDAC, que reflete as especificidades brasileiras, resultou em uma maior redução das emissões de CO₂-eq no CCC, sublinhando a importância de utilizar dados regionais para aumentar a precisão e a relevância das análises ambientais (Belizario-Silva et al., 2022; Bueno, 2014). Mesmo com as variações nos fatores de contribuição, o CCC manteve-se superior em termos de redução de impactos ambientais, comprovando a fiabilidade dos resultados obtidos.

Este estudo contribui, significativamente, para a evidência científica de que a economia circular não só é viável, mas essencial para mitigar os impactos ambientais na construção civil. Alinhando-

se às tendências globais de minimização de impactes e de conservação dos recursos naturais, os resultados apresentados fornecem uma base sólida para futuras iniciativas de sustentabilidade no sector. No caso do centro comercial estudado, a adoção de premissas sustentáveis ainda na fase de projeto permitiu ao empreendimento a conquista da certificação AQUA (Alta Qualidade Ambiental) tornando-o o primeiro centro comercial da América Latina a obter essa distinção no processo de Construção Nova (RioMar Recife, 2018).

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este estudo evidenciou a eficácia da aplicação dos princípios da economia circular no sector da construção civil, ao comparar abordagens tradicionais com práticas sustentáveis através da ACV aplicada à pavimentação do RioMar Shopping. Os resultados mostraram uma redução de cerca de 91% nas emissões de GEE no CCC, equivalente à retirada de aproximadamente 270 veículos das estradas por um ano ou ao sequestro de carbono de cerca de 125 hectares de floresta tropical, uma área equivalente a 175 campos de futebol. Estes dados destacam os notáveis benefícios ambientais dessa abordagem.

Além disso, o cenário circular apresentou uma redução de 99% no consumo de água, o que economizou cerca de 32 mil metros cúbicos. Esta quantidade seria suficiente para abastecer uma cidade de médio porte durante quatro dias ou para a produção de 160 mil metros cúbicos de betão. A eficiência no uso de recursos hídricos torna-se ainda mais relevante em regiões que enfrentam escassez crescente de água.

Outro aspeto relevante do CCC foi a redução substancial das distâncias percorridas por camiões no transporte de materiais. A utilização de RCD diretamente no local da obra eliminou a necessidade de cerca de 390 mil quilómetros de transporte, o que corresponde a 225 viagens entre Rio de Janeiro e São Paulo, no Brasil, ou a cerca de 650 viagens entre Porto e Lisboa, em Portugal. Esta medida resultou em menores emissões de GEE, menor desgaste das infraestruturas rodoviárias e menor consumo de combustíveis fósseis.

A substituição de agregados naturais por materiais reciclados contribuiu para uma redução de 90% na extração de areia e de 10% na de brita, aliviando significativamente a pressão sobre os recursos naturais. O estudo confirma, assim, que é possível aliar alto desempenho ambiental à viabilidade económica, consolidando a sustentabilidade nos projetos de construção civil.

A pavimentação, tradicionalmente uma atividade intensiva no uso de recursos naturais e fortemente emissora de gases poluentes devido ao uso de equipamentos movidos a combustíveis fósseis, demonstrou poder beneficiar amplamente de práticas mais sustentáveis, como a reciclagem de RCD. No CCC, esta alternativa mostrou ser uma solução viável, tanto ambientalmente, como economicamente.

O uso de misturas de solo e RCD beneficiado também proporcionou melhorias significativas nas propriedades mecânicas dos materiais, além de reduzir em cerca de 89% os custos de pavimentação nas áreas onde foram aplicados os resíduos valorizados. Embora o processo de reciclagem de RCD envolva certos impactes, como consumo de energia e emissões, a análise de sensibilidade realizada demonstrou que os benefícios ambientais superam largamente os impactes adversos, especialmente quando se utilizam dados regionais e inventários primários.

Conclui-se, portanto, que a economia circular é uma abordagem eficaz para promover o desenvolvimento sustentável na geotecnia, designadamente em atividades de pavimentação. As reduções significativas nas emissões, no consumo de água, nos custos de transporte e no uso de recursos naturais comprovam que práticas sustentáveis podem ser implementadas de forma eficiente, contribuindo para um futuro mais equilibrado e ambientalmente consciente.

6 – AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi parcialmente financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 DOI 10.54499/UIDB/04708/2020 e Financiamento Programático - UIDP/04708/2020 DOI 10.54499/UIDP/04708/2020 da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC).

Agradece-se ao RioMar Shopping pela disponibilização do caso de estudo, o que foi fundamental para o desenvolvimento deste trabalho.

Também se agradece à Universidade Federal Rural de Pernambuco (UFRPE-UACSA) pelo suporte financeiro que possibilitou a realização deste trabalho.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO (2019). M 319-02 - *Standard Specification for Reclaimed Concrete Aggregate for Unbound Soil-Aggregate Base Course. M 319-19*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- ABNT (2021). NBR 15116 - *Agregados reciclados para uso em argamassas e concretos de cimento Portland - Requisitos e métodos de ensaios*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 16 p.
- ABNT (2014a). NBR ISO 14040 - *Gestão ambiental - Avaliação do ciclo de vida - Princípios e estrutura*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 21 p.
- ABNT (2014b). NBR ISO 14044 - *Gestão ambiental - Avaliação do ciclo de vida - Requisitos e orientações*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 46 p.
- ABNT (2004). NBR 15115 - *Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil - Execução de camadas de pavimentação - Procedimento*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 10 p.
- ABREMA (2023). *Panorama dos Resíduos Sólidos no Brasil 2023*. Associação Brasileira de Resíduos e Meio Ambiente, 51 p. Disponível em: https://www.abrema.org.br/wp-content/uploads/dlm_uploads/2024/03/Panorama_2023_P1.pdf (Acesso em 05 de julho de 2024).
- Angulo, S. C.; Oliveira, L. S.; Machado, L. C. (2022). *Pesquisa setorial ABRECON 2020: A reciclagem de resíduos de construção e demolição no Brasil*. Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, São Paulo, SP, Brasil. <https://doi.org/10.11606/9786589190103>
- ASTM (2015). ASTM D6155-15 - *Standard Specification for Nontraditional Coarse Aggregates for Bituminous Paving Mixtures*. ASTM International, West Conshohocken, PA, EUA.
- Azam, A.; Gabr, A.; Ezzat, H.; Arab, M.; Alshammari, T. O.; Zeiada, W. (2024). *Life cycle assessment and pavement performance of recycled aggregates in road construction*. Case Studies in Construction Materials, 20, e03062. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2024.e03062>
- Bayram, B.; Greiff, K. (2023). *Life cycle assessment on construction and demolition waste recycling: A systematic review analyzing three important quality aspects*. International Journal of Life Cycle Assessment, 28, 967–989. <https://doi.org/10.1007/s11367-023-02145-1>
- Belizario-Silva, F.; Oliveira, L. S.; Reis, D. C.; Pato, G. T. G.; Marinho, A. C.; Degani, C.; Caldas, L. R.; Punhagui, K. R. G.; Pacca, S. A.; John, V. (2022). *Sistema de informação do desempenho ambiental da construção: uma ferramenta para incorporar indicadores ambientais na*

construção civil brasileira. In: Anais do 19º Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído, Canela, RS, Brasil. <https://doi.org/10.46421/entac.v19i1.2034>

Birgisdottir, H. (2005). *Life cycle assessment model for road construction and use of residues from waste incineration*. Institute of Environment & Resources, Technical University of Denmark, 45 p. ISBN 87-89220-92-7. Disponível em: <https://orbit.dtu.dk/en/publications/life-cycle-assessment-model-for-road-construction-and-use-of-resi> (Acesso em 23 de julho de 2024).

Borracheiro, M. V.; Payá, J.; Brito, S.; Segura, Y. P.; Soriano, L.; Tashima, M. M.; Monzó, J. M. (2022). *Reusing construction and demolition waste to prepare alkali-activated cement*. Materials, 15, 3437. <https://doi.org/10.3390/ma15103437>

BSI (2016). BIS. IS 383:2016 - *Coarse and Fine Aggregate for Concrete - Specification*. Bureau of Indian Standards, Nova Deli.

Bueno, C. (2014). *Avaliação de ciclo de vida na construção civil: análise de sensibilidade*. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Carlos. <https://doi.org/10.11606/T.102.2014.tde-10112014-144911>

Caldas, L. R.; Saraiva, A. B.; Lucena, A. F. P.; Da Gloria, M. Y.; Santos, A. S.; Filho, R. D. T. (2021). *Building materials in a circular economy: The case of wood waste as CO₂-sink in bio concrete*. Resources, Conservation and Recycling, 166, 105346. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2020.105346>

CalRecycle (2021). *Construction and Demolition (C&D) Diversion Informational Guide*. Disponível em: <https://calrecycle.ca.gov/lgcentral/library/canddmodel/> (Acesso em 23 de julho de 2024).

Cardoso, R.; Silva, R. V.; Brito, J.; Dhir, R. (2016). *Use of recycled aggregates from construction and demolition waste in geotechnical applications: A literature review*. Waste Management, 49, pp. 131–145. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2015.12.021>

CEN (2008a). EN 13242:2002+A1:2007 - *Aggregates for unbound and hydraulically bound materials for use in civil engineering work and road construction*. Comité Européen de Normalisation, Bruxelas, Bélgica.

CEN (2008b). EN 12620:2002+A1:2008 - *Aggregates for concrete*. Comité Européen de Normalisation, Bruxelas, Bélgica.

Chen, K.; Wang, J.; Yu, B.; Wu, H.; Zhang, J. (2021). *Critical evaluation of construction and demolition waste and associated environmental impacts: A scientometric analysis*. Journal of Cleaner Production, 287, 125071. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.125071>

Chowdhury, R.; Apul, D.; Fry, T. (2010). *A life cycle based environmental impacts assessment of construction materials used in road construction*. Resources, Conservation and Recycling, 54 (4), 250–255. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2009.08.007>

Comissão Europeia (2020). *Plano de Ação para a Economia Circular*. Disponível em: https://environment.ec.europa.eu/strategy/circular-economy-action-plan_en (Acesso em 23 de julho de 2024).

CSA (2019). A23.1-19 - *Concrete materials and methods of concrete construction*. Canadian Standards Association, Toronto.

De Bortoli, A.; Baouch, Y.; Masdan, M. (2023). *BIM can help decarbonize the construction sector: Primary life cycle evidence from pavement management systems*. Journal of Cleaner Production, 391, 136056. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2023.136056>

- Dierks, C.; Hagedorn, T.; Mack, T.; Zeller, V. (2024). *Consequential life cycle assessment of demolition waste management in Germany*. *Frontiers in Sustainability*, 5. <https://doi.org/10.3389/frsus.2024.1417637>
- Ellen MacArthur Foundation (2019a). *Completing the picture: How the circular economy tackles climate change*. Ellen MacArthur Foundation. Disponível em: <https://www.ellenmacarthurfoundation.org/topics/climate/overview> (Acesso em 23 de julho de 2024).
- Ellen MacArthur Foundation (2019b). *Artificial Intelligence and the circular economy: AI as a tool to accelerate the transition*. Disponível em: <https://www.ellenmacarthurfoundation.org/artificial-intelligence-and-the-circular-economy> (Acesso em 23 de julho de 2024).
- Eurostat (2022). *Generation of waste by economic activity*. Disponível em: <https://doi.org/10.2908/TEN00106> (Acesso em 20 de julho de 2024).
- Fanijo, E. O.; Kolawole, J. T.; Babafemi, A. J.; Liu, J. (2023). *A comprehensive review on the use of recycled concrete aggregate for pavement construction: Properties, performance, and sustainability*. *Cleaner Materials*, 9, 100199. <https://doi.org/10.1016/j.clema.2023.100199>
- Farias, A. B. (2013). *Análise técnica e econômica de resíduos de construção e demolição aplicados em pavimentação*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Pernambuco, Recife, PE, Brasil.
- Farias, L. N.; Rocha, J. H. A.; Caldas, L. R.; Filho, R. D. T. (2021). *Avaliação dos impactos ambientais de concretos e argamassas contendo materiais cimentícios suplementares (MCS) e agregados reciclados (AR) por meio da avaliação do ciclo de vida (ACV): Uma revisão da literatura*. Encontro Latino-Americano e Europeu sobre Edificações e Comunidades Sustentáveis, 290–303.
- Geissdoerfer, M.; Savaget, P.; Bocken, N. M. P.; Hultink, E. J. (2017). *The Circular Economy – A new sustainability paradigm*. *Journal of Cleaner Production*, 143, pp. 757–768. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2016.12.048>
- Ginga, C. P.; Ongpeng, J. M. C.; Daly, M. K. M. (2020). *Circular economy on construction and demolition waste: A literature review on material recovery and production*. *Materials*, 13, 2970. <https://doi.org/10.3390/ma13132970>
- Huijbregts, M. A. J.; Steinmann, Z. J. N.; Elshout, P. M. F.; Stam, G.; Veronesi, F.; Vieira, M.; Zipj, M.; Hollander, A.; Zelm, R. V. (2017). *ReCiPe2016: A harmonised life cycle impact assessment method at midpoint and endpoint level*. *The International Journal of Life Cycle Assessment*, 22 (2), pp. 138–147. <https://doi.org/10.1007/s11367-016-1246-y>
- IPCC (2023). *Climate Change 2021: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA, 2391 pp. <https://doi.org/10.1017/9781009157896>
- JIS (2018). A 5021:2018 - *Recycled aggregate for concrete-class H*. Japanese Standards Association, Tóquio.
- Kirchherr, J.; Reike, D.; Hekkert, M. (2017). *Conceptualizing the circular economy: An analysis of 114 definitions*. *Resources, Conservation and Recycling*, 127, pp. 221–232. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2017.09.005>

- Korhonen, J.; Nuur, C.; Feldmann, A.; Birkie, S. E. (2018). *Circular economy as an essentially contested concept*. Journal of Cleaner Production, 175, pp. 544–552. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2017.12.111>
- Koroxenidis, E.; Karanafti, A.; Tsikaloudaki, K.; Theodosiou, T. (2023). *Towards the digitalization and automation of circular and sustainable construction and demolition waste management – project RECONMATIC*. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, 1196, 012044. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/1196/1/012044>
- Lee, J. C.; Edil, T. B.; Benson, C. H. (2010). *Quantitative assessment of environmental and economic benefits of recycled materials in highway construction*. Transportation Research Record, 2158 (1), pp. 138–142. <https://doi.org/10.3141/2158-17>
- Leite, F. C.; Motta, R. S.; Vasconcelos, K. L.; Bernucci, L. (2011). *Laboratory evaluation of recycled construction and demolition waste for pavements*. Construction and Building Materials, 25 (6), pp. 2972–2979. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.11.105>
- Lucanto, D. (2022). *Advanced Circular Design, a Life Cycle Approach: Methods and Tools for an Eco-Innovative Life Cycle Approach for Buildings Energy and Resource Optimization*. In: Calabrò, F., Della Spina, L., & Piñeira Mantiñán, M.J. (Eds.), New Metropolitan Perspectives, Lecture Notes in Networks and Systems. Springer International Publishing, Cham, pp. 1870–1878. https://doi.org/10.1007/978-3-031-06825-6_180
- Marinković, S.; Radonjanin, V.; Malešev, M.; Ignjatović, I. (2010). *Comparative environmental assessment of natural and recycled aggregate concrete*. Waste Management, 30 (11), pp. 2255–2264. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2010.04.012>
- Ng, S.; Engelsen, C. J. (2018). *Construction and demolition wastes*. In: Siddique, R., & Cachin, P. (Eds.), Waste and Supplementary Cementitious Materials in Concrete, Woodhead Publishing, pp. 229–255. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-102156-9.00008-0>
- Park, T. (2003). *Application of construction and building debris as base and subbase materials in rigid pavement*. Journal of Transportation Engineering, 129 (5), pp. 558–563. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-947X\(2003\)129:5\(558\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-947X(2003)129:5(558))
- Paz, C. F.; Biela, R.; Punhagui, K. R. G.; Possan, E. (2023). *Life cycle inventory of recycled aggregates derived from construction and demolition waste*. Journal of Material Cycles and Waste Management, 25, pp. 1082–1095. <https://doi.org/10.1007/s10163-023-01594-y>
- Penteado, C. S. G.; Rosado, L. P. (2016). *Comparison of scenarios for the integrated management of construction and demolition waste by life cycle assessment: A case study in Brazil*. Waste Management & Research, 34 (10), pp. 1026–1035. <https://doi.org/10.1177/0734242X16657605>
- Pereira, P. M.; Vieira, C. S. (2022). *A literature review on the use of recycled construction and demolition materials in unbound pavement applications*. Sustainability 14, 13918. <https://doi.org/10.3390/su142113918>
- Portugal. (2020). *Decreto-Lei n.º 102-D/2020 de 10 de dezembro – Regime geral da gestão de resíduos, o regime jurídico da deposição de resíduos em aterro e altera o regime da gestão de fluxos específicos de resíduos, transpondo as Diretivas (UE) 2018/849, 2018/850, 2018/851 e 2018/852*. Diário da República, 1.ª série, n.º 239 (Suplemento), pp. 2-(1)–2-(62). Disponível em: <https://diariodarepublica.pt/dr/detalhe/decreto-lei/102-d-2020-150908012> (Acesso em 23 de julho de 2024).

- Pourkhorshidi, S.; Sangiorgi, C.; Torreggiani, D.; Tassinari, P. (2020). *Using recycled aggregates from construction and demolition waste in unbound layers of pavements*. Sustainability 12, 9386. <https://doi.org/10.3390/su1229386>
- RioMar Recife (2018). *Socioambiental*. Disponível em: <https://vivariomarrecife.com.br/socioambiental/> (Acesso em 5 de agosto de 2024).
- Robayo-Salazar, R.; Valencia-Saavedra, W.; Gutiérrez, R. M. (2022). *Reuse of powders and recycled aggregates from mixed construction and demolition waste in alkali-activated materials and precast concrete units*. Sustainability 14, 9685. <https://doi.org/10.3390/su14159685>
- Rosado, L. P.; Vitale, P.; Penteado, C. S. G.; arena, U. (2017). *Life cycle assessment of natural and mixed recycled aggregate production in Brazil*. Journal of Cleaner Production, 151, pp. 634–642. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2017.03.068>
- Santolini, E.; Tarsi, G.; Torreggiani, D.; Sangiorgi, C. (2024). *Towards more sustainable infrastructures through circular processes: Environmental performance assessment of a case study pavement with recycled asphalt in a life cycle perspective*. Journal of Cleaner Production, 448, 141380. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2024.141380>
- Santolini, E.; Bovo, M.; Barbaresi, A.; Torreggiani, D.; Tassinari, P. (2023). *LCA of virgin and recycled materials to assess the sustainability of paved surfaces in agricultural environment*. Journal of Cleaner Production, 393, 136291. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2023.136291>
- Scrucca, F.; Ingrao, C.; Maalouf, C.; Moussa, T.; Polidori, G.; Messineo, A.; Arcidiacono, C.; Asdrubali, F. (2020). *Energy and carbon footprint assessment of production of hemp hurds for application in buildings*. Environmental Impact Assessment Review, 84, 106417. <https://doi.org/10.1016/j.eiar.2020.106417>
- Shi, X.; Mukhopadhyay, A.; Zollinger, D.; Grasley, Z. (2019). *Economic input-output life cycle assessment of concrete pavement containing recycled concrete aggregate*. Journal of Cleaner Production, 225, pp. 414–425. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.03.288>
- Standards Australia (2014). AS 2758.1:2014 - *Aggregates and rock for engineering purposes - Concrete aggregates*. Standards Australia, Sydney.
- Tefa, L.; Bianco, L.; Blengini, G. A.; Bassani, M. (2022). *Integrated and comparative Structural-LCA analysis of unbound and cement-stabilized construction and demolition waste aggregate for subbase road pavement layers formation*. Journal of Cleaner Production, 352, 131599. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2022.131599>
- Terán-Cuadrado, G.; Sbahieh, S.; Tahir, F.; Nurdawati, A.; Almarshoud, M. A.; Al-Ghamdi, S. G. (2024). *Evaluating the influence of functional unit on life cycle assessment (LCA) reliability of concrete*. Materials Today: Proceedings. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2024.04.079>
- Thapa, I.; Baral, N. P.; Adhikari, K. R. (2023). *Comprehensive review of LCA studies in Civil Engineering*. BIBECHANA, 20 (3), 326–338. <https://doi.org/10.3126/bibechana.v20i3.58552>
- União Europeia (2008). *Diretiva 2008/98/CE do Parlamento Europeu e do Conselho de 19 de novembro de 2008 relativa aos resíduos e que revoga determinadas diretivas (Diretiva 2008/98/CE)*. Jornal Oficial da União Europeia, L312/3.
- United Nations Environment Programme (2024). *Global Status Report for Buildings and Construction - Beyond foundations: Mainstreaming sustainable solutions to cut emissions from the buildings sector*. <https://doi.org/10.59117/20.500.11822/45095>

- Vieira, C. S.; Pereira, P. M. (2015). *Use of recycled construction and demolition materials in geotechnical applications: A review*. Resources, Conservation and Recycling, 103, pp. 192–204. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2015.07.023>
- Visintin, P.; Xie, T.; Bennett, B. (2020). *A large-scale life-cycle assessment of recycled aggregate concrete: The influence of functional unit, emissions allocation and carbon dioxide uptake*. Journal of Cleaner Production, 248, 119243. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.119243>
- Wernet, G.; Bauer, C.; Steubing, B.; Reinhard, J.; Moreno-Ruiz, E.; Weidema, B. (2016). *The Ecoinvent database version 3 (part I): Overview and methodology*. The International Journal of Life Cycle Assessment, 21 (9), pp. 1218–1230. <https://doi.org/10.1007/s11367-016-1087-8>
- World Green Building Council (2021). *Beyond The Business Case*. Disponível em: <https://viewer.ipaper.io/worldgbc/beyond-the-business-case/?page=20> (Acesso em 19 de julho de 2024).
- Zhang, J.; Ding, L.; Li, F.; Peng, J. (2020). *Recycled aggregates from construction and demolition wastes as alternative filling materials for highway subgrades in China*. Journal of Cleaner Production, 255, 120223. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.120223>
- Zhao, Y.; Goulias, D.; Tefa, L.; Bassani, M. (2021). *Life cycle economic and environmental impacts of CDW recycled aggregates in roadway construction and rehabilitation*. Sustainability, 13 (15), 8611. <https://doi.org/10.3390/su13158611>

ANÁLISE DA RESISTÊNCIA MECÂNICA E PERMEABILIDADE DE UMA AREIA FINA ESTABILIZADA COM RESÍDUOS: CAL DE CARBURETO E CINZA DE CASCA DE ARROZ

Analysis of the mechanical resistance and permeability of fine sand stabilized with residues: carbide lime and rice husk ash

Cesar Alberto Ruver^a, Dionatta Willy de Quadros Fraga^a, Gabriel Melo Pacheco^a

^a Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil.

RESUMO – O emprego de areias em obras geotécnicas passa a ser possível quando estabilizadas quimicamente com agentes ligantes, que conferem resistência e alteram a permeabilidade. Neste sentido, o objetivo deste trabalho é mostrar a influência na permeabilidade e no ganho de resistência de uma areia fina eólica estabilizada com resíduos: cal de carbureto (CC) e cinza de casca de arroz (CCA), produzidos em abundância no estado do Rio Grande do Sul, Brasil. Para o presente estudo, variou-se: (a) teor de CC+CCA (10% e 20%) em substituição da areia; (b) proporção de CC:CCA (1:1; 1,5:1; e 2:1); (c) peso volumétrico seco (15,5; 16,5 e 17,5 kN/m³); e (d) tempo de cura (7, 28 e 60 dias). O coeficiente de permeabilidade (mais influenciado pelo teor de ligantes) reduziu até 58 vezes em relação à areia *in natura* e a resistência à compressão uniaxial (mais influenciada pelo tempo de cura) chegou até 3 MPa.

ABSTRACT – Sand utilizations in geotechnical works becomes possible when it is chemically stabilized with cementing agents, which provide mechanical resistance and alter permeability. In this sense, the aim of this paper is to show the influence on the permeability and strength gain of fine eolic sand stabilized with residues: carbide lime (CC) and rice husk ash (CCA), produced in abundance in the State of Rio Grande do Sul, Brazil. For the present study, the following were varied: (a) CC+CCA content (10% and 20%) replacing sand; (b) CC:CCA ratio (1:1; 1.5:1; and 2:1); (c) dry specific weight (15.5, 16.5 and 17.5 kN/m³); and (d) curing time (7, 28 and 60 days). The permeability coefficient (more influenced by the cementing agents ratio) reduced up to 58 times in relation to natural sand and the simple compression resistance (more influenced by the curing time) reached up to 3 MPa.

Palavras Chave – aproveitamento de resíduos, permeabilidade, resistência mecânica.

Keywords – residues utilization, permeability, mechanical resistance.

1 – INTRODUÇÃO

O litoral brasileiro é composto por 10,9 mil km de extensão, abrangendo uma superfície de aproximadamente 251,3 mil km², que é essencialmente formada por areia sedimentar de origem eólica (IBGE, 2021). Estas apresentam propriedades inadequadas para serem usadas em diversas obras geotécnicas e ambientais, devido à baixa capacidade de carga e à baixa resistência ao

E-mails: cesar@ufrgs.br (C. Ruver), dionatta95@gmail.com (D. Fraga), melo22044@gmail.com (G. Pacheco)

ORCID: orcid.org/0000-0003-1520-1422 (C. Ruver), orcid.org/0009-0003-7744-1736 (D. Fraga), orcid.org/0009-0005-2505-1036 (G. Pacheco)

cisalhamento (quando não confinadas), à elevada permeabilidade e à facilidade de erosão. Estes problemas podem ser contornados pela estabilização química, através da adição de agentes ligantes, tornando as areias um material consolidado (Jawad et al., 2014; Falah e Muteb, 2023; Anburuvel, 2024). Segundo os autores anteriormente citados, a estabilização química consiste na incorporação de aditivos ao solo, que podem reagir entre si e/ou com as partículas do solo, gerando produtos cimentantes que melhoram as propriedades dos solos, muitas vezes, tendo como foco o aumento da resistência mecânica. Na estabilização química de areia pode empregar-se a mistura de agentes ricos em silicatos e/ou aluminossilicatos amorfos em pó, tais como cinza de casca de arroz, metacaulim, escória de alto forno, entre outros; e outro agente alcalino, aquoso ou em pó, capaz de fornecer um meio com elevado pH, tais como, as cales (Eades e Grim, 1960; Davidivits, 1994; Palomo et al., 1999). Conforme descrito nos trabalhos de Fernández Jiménez et al. (2006) e Duxson et al. (2007), a adição de cal (como, a cal de carbureto, rica em óxido de cálcio), gera um meio alcalino, que faz solubilizar os silicatos (como, a cinza de casca de arroz, rica em sílica amorfa), cuja reação resultante final é o silicato de cálcio hidratado.

Tradicionalmente, na estabilização química são empregados o cimento Portland e a cal, cuja produção consome grandes quantidades de recursos naturais. Pesquisas recentes mostram-se promissoras na utilização de misturas de resíduos, cujos desempenhos podem ser iguais e até superiores à estabilização com os agentes ligantes tradicionais (Cristelo et al., 2011; Consoli et al., 2018; Consoli, et al. 2019; Miranda et al., 2020; Lotero et al., 2021; Servi et al., 2022; Silva et al., 2023; Anburuvel, 2024), bem como, apresentam menor impacto ambiental (Al Subari et al.; 2023; Saldanha et al., 2023). Entre os diversos resíduos estudados, pode dar-se destaque à cal de carbureto (CC) e à cinza de casca de arroz (CCA). Atualmente, o estado do Rio Grande do Sul, Brasil, produz cerca de 7,8 milhões de toneladas de arroz por safra (IBGE, 2022), que geram cerca de 0,04%, em volume, de cinza de casca de arroz (ICTA, 2021). A cal de carbureto é um resíduo gerado da produção de gás acetileno. No Brasil são produzidas cerca de 6 mil toneladas ao ano, gerando cerca de 17 mil toneladas de cal de carbureto por ano (Du et al., 2011; Horpibulsuk et al., 2015; Market Research Store, 2015). Mais especificamente, em termos de região metropolitana de Porto Alegre, no sul do Brasil, uma planta industrial localizada na cidade de Esteio, produz 120 toneladas de acetileno por mês, gerando assim 342 toneladas de cal de carbureto mensais (Consoli et al., 2018). Assim, conforme citado por Servi et al. (2022), os elevados volumes gerados de cal de carbureto e cinza de casca de arroz, associados a elevados teores de sílica e óxido de cálcio nestes resíduos, respectivamente, tem mostrado que a mistura de ambos é uma alternativa promissora para a estabilização de solos arenosos e siltosos.

Diversos estudos mostram que a adição de cinza de casca de arroz e cales em areia e em solos arenosos faz aumentar a resistência (essencialmente, a resistência à compressão uniaxial) com o tempo de cura (Ruver et al.; 2013; Behak, 2016; Consoli et al., 2018; Consoli et al., 2019; Consoli et al., 2021, Eliaslankaran et al., 2021; Pelisser et al., 2023; Queiróz et al., 2023; Silva et al., 2023). Por outro lado, há um número bem menor de estudos que focam na permeabilidade (Osinubi, 1998). Por exemplo, os trabalhos de Ayininuola e Olaosebikan (2013) e Fathi-Moghaddam (2020), mostraram que ocorreu uma pequena redução da permeabilidade nas areias estabilizadas com cinzas e cales.

Desta forma, o objetivo principal deste trabalho é estudar a potencial redução na permeabilidade, através do coeficiente de permeabilidade, associada ao aumento da resistência à compressão uniaxial de uma areia fina sedimentar de origem eólica estabilizada com diferentes misturas de cal de carbureto e cinza de casca de arroz.

2 – PLANEJAMENTO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

Inicialmente, definiram-se os tipos e os valores das variáveis envolvidas no estudo: (a) variáveis dependentes (resposta): (a1) coeficiente de permeabilidade (no padrão de 20° C) – k_{20} e (a2) resistência à compressão uniaxial – q_u ; (b) variáveis independentes: (b1) peso volumétrico seco – γ_d

(15,5; 16,5; e 17,5 kN/m³), (b2) proporção de agentes ligantes, cal de carbureto – CC: cinza de casca de arroz – CCA (1:1; 1,5:1; e 2:1), (b3) teor de agentes ligantes, em substituição a areia – CC+CCA (10% e 20%) e (b4) tempo de cura – t (7 dias, 28 dias e 60 dias); (c) variáveis constantes: (c1) 12% de água em peso em adição aos materiais secos e (c2) temperatura (ambiente) de cura de 23+/-1° C. Os pesos volumétricos secos e o teor de água são os usuais empregados em diversas pesquisas do Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental (LEGG/UFRGS), onde parte do trabalho foi desenvolvido, (Paula, 2016; Godoy, 2018; Winter, 2018; Queiróz et al., 2023), obtidos de ensaios de compactação. Já as proporções dos materiais e o percentual de mistura foram adotados com base no trabalho de Queiróz et al. (2023), que utilizou os mesmos materiais. Como as reações pozolânicas com estabilização com cal são lentas, escolheu-se um tempo de cura usual de 28 dias e 60 dias, além de 7 dias, para verificar o efeito, principalmente, no coeficiente de permeabilidade. A temperatura de 23° C corresponde a uma temperatura média anual na região sul do Brasil.

Considerando as variáveis independentes (k) e os níveis mínimo, médio e máximo (3) (exceto o teor de ligantes), chegou-se a um projeto fatorial do tipo 3^k incompleto, resultando em uma moldagem de 54 amostras. Porém, a partir dos primeiros resultados, verificou-se que a proporção de ligantes não se mostrou significativa, sendo o número de amostras para 60 dias de cura reduzido para 10 amostras, resultando ao final 46 amostras.

3 – PROCEDIMENTOS E MÉTODOS DE ENSAIO

3.1 – Preparação e moldagem dos corpos de prova

Para os ensaios de permeabilidade e resistência uniaxial foram moldados corpos de prova com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, sendo utilizado o mesmo corpo de prova em ambos os ensaios. Primeiro era feito o ensaio de permeabilidade e, posteriormente, a ruptura na prensa. A moldagem era realizada por compactação estática, em três camadas de igual altura, em um molde metálico tripartido. Após definidas as dosagens, os materiais (areia fina, cinza de casca de arroz, cal de carbureto e água destilada) eram pesados em uma balança com resolução de 0,01 g, em quantidade suficiente para a moldagem de um corpo de prova, mais 10%, sendo este excedente utilizado para conferência do teor de água de moldagem. Em seguida, os materiais secos eram misturados até formar uma mistura homogênea. Depois era acrescentada a água (teor de 12%) e era feita a nova mistura até a homogeneização. Após eram separadas as quantidades para cada uma das camadas do corpo de prova (em três potes plásticos) e a sobra era colocada em três cápsulas metálicas que eram pesadas e levadas a estufa a 100°C para posteriormente determinar o teor de água real de moldagem. A seguir, com o molde já montado e untado, era feita a moldagem do corpo de prova na prensa. Após a compactação da primeira e da segunda camada era feita a escarificação da superfície para melhor aderência entre as camadas. Depois da moldagem, era feita a desmoldagem, sendo cada parte do molde removida pelo deslizamento ao longo das paredes do corpo de prova. Em seguida, era feito a pesagem do corpo de prova e eram realizadas três medidas de altura e de diâmetro, com paquímetro (resolução de décimos de milímetro). E por fim, o corpo de prova era ensacado e levado para a câmara úmida a uma temperatura de 23°C, onde aguardava o tempo de cura até a realização do ensaio. Transcorridas 24 horas (tempo suficiente para a evaporação de toda a água da mistura) da moldagem, as cápsulas com a mistura seca eram pesadas e era calculada o teor de água de moldagem médio. Se o corpo de prova apresentasse uma diferença de peso, de umidade, de dimensões (altura, diâmetro, volume) ou de peso volumétrico seco acima de 2%, era descartado e feita nova moldagem.

3.2 – Ensaio de permeabilidade

Para a realização dos ensaios de permeabilidade seguiram-se os procedimentos da norma americana ASTM D-5084-16 (ASTM, 2016). Os ensaios de permeabilidade foram realizados em um permeâmetro de parede flexível, empregando o método E (volume e carga constante)

(ASTM, 2016) (diagrama mostrado na Figura 1). O permeâmetro empregado no estudo (Figura 2a) é dotado de uma câmara de acrílico fixada entre base e topo metálicos que é preenchida com água e posteriormente pressurizada para aplicação da tensão confinante. O corpo de prova é confinado e isolado do fluido confinante no interior da câmara com uma membrana de látex e vedadas por anéis de borracha no pedestal da base e no topo. As tensões na base e no topo do corpo de prova, assim como a tensão confinante são aplicadas através de água pressurizada, por ar comprimido, sendo utilizados um sistema de interfase ar/água. As leituras das tensões eram realizadas por transdutor de pressão. Os ensaios foram realizados em três etapas: (a) percolação (inundação e remoção de parte do ar por circulação de água); (b) aplicação de contrapressão (dissolução das bolhas de ar remanescentes e saturação); (c) ensaio de permeabilidade, propriamente dito, a carga constante (circulação de água para determinação da vazão pelo deslocamento de uma coluna de mercúrio) (Figura 2b).

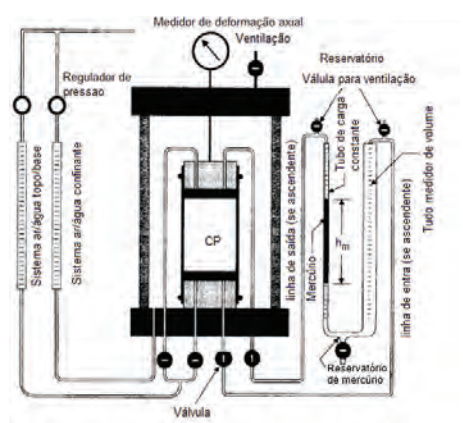


Fig. 1 – Diagrama do permeâmetro, tipo E (adaptado de ASTM, 2016).

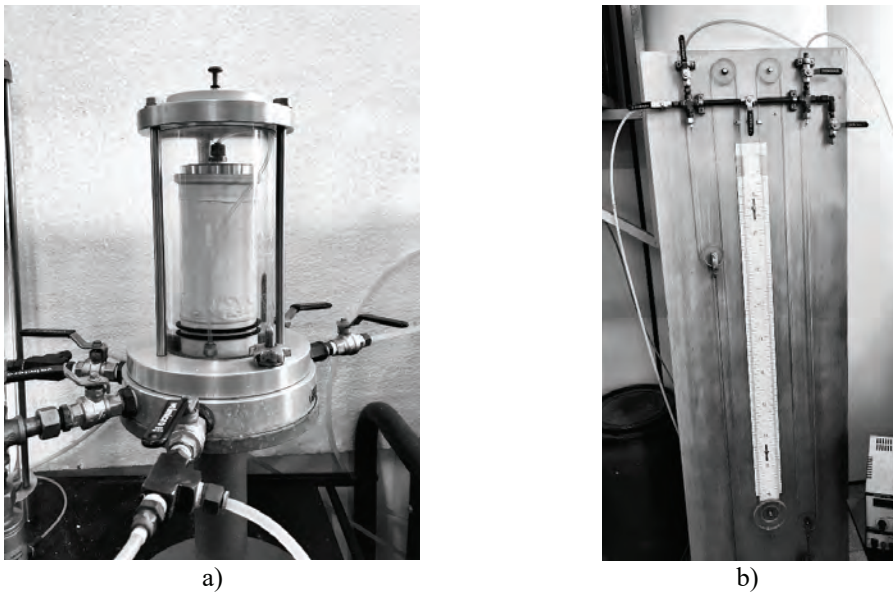


Fig. 2 – Fotografia (a) do permeâmetro utilizado nos ensaios de permeabilidade e (b) sistema de leitura de deslocamento da coluna de mercúrio.

Para o ensaio de permeabilidade, aguardava-se a cura em câmara com temperatura e umidade controlada até 2 dias antes de fechar o tempo de cura (5, 26 ou 58 dias). Então, colocava-se o corpo de prova no pedestal da base do permeâmetro, sendo antes colocada a pedra porosa e um papel filtro. No topo do corpo de prova era colocado outro papel filtro, outra pedra porosa e o topo metálico. Em seguida, revestia-se o corpo de prova com a membrana de látex, que vinha desde o pedestal até o topo. Após, eram inseridos dois anéis de borracha no pedestal e no topo metálico, de forma a isolar o corpo de prova do meio externo (tensão confinante). A seguir, era colocada a câmara de acrílico, que era preenchida com água destilada. Depois, era aplicada uma tensão confinante constante de 30 kPa. Após, era dado início a percolação, abrindo a válvula do topo para o ambiente externo (0 kPa de pressão) e a válvula da base, cuja mangueira era ligada a um reservatório de água destilada a uma tensão de 10 kPa. Neste ponto, o corpo de prova estava sujeito a uma tensão efetiva de 20 kPa (confinante de 30 kPa, menos a de base de 10 kPa) e uma diferença de carga com tensão de 10 kPa, com fluxo de água ascendente pelo corpo de prova. A etapa de percolação ocorria por 48 horas, até o fechamento do tempo de cura (7, 28 ou 60 dias), tempo suficiente para percolar o equivalente a pelo menos o volume de vazios do corpo de prova.

Depois da etapa de percolação, era realizada a fase de aplicação de contrapressão com o objetivo de saturar o corpo de prova pela dissolução das bolhas de ar remanescentes sob alta pressão. A tensão confinante e de topo era aumentada de 50 kPa em 50 kPa, até uma pressão de 520 kPa e 500 kPa, respectivamente, sempre mantendo uma tensão efetiva de 20 kPa. Inicialmente, aplicava-se o aumento da tensão confinante e em seguida era aplicado o aumento da tensão de topo e aguardava-se que o aumento da tensão chegasse na base. Embora a transferência de tensão ocorresse de forma rápida, para menores tensões (a metade), aguardava-se 30 minutos antes do próximo incremento. Para as maiores tensões, aguardava-se 15 minutos. Para os três últimos incrementos de tensão, determinava-se o parâmetro B, com o objetivo de monitorar a saturação, devendo este permanecer constante (atingiam-se valores da ordem de 0,9), segundo a ASTM (2016), por ser material cimentado (incompressível). Por ser um material cimentado (sem variação de volume), não se realizava a etapa de consolidação, passando-se para a realização do ensaio de permeabilidade.

O sistema de pressão de topo e de base era ligado ao mesmo sistema de interface ar/água, mantendo a mesma pressão de 500 kPa, em um sistema fechado (como pode ser visto no diagrama da Figura 1). Para o ensaio, propriamente dito, a diferença de carga, e consequentemente, a circulação de água pelo corpo de prova (em fluxo descendente), se dava pelo deslocamento, pela ação da gravidade, de uma coluna de mercúrio, devido a diferença de peso volumétrico em relação a água (Figuras 1 e 2b). No ensaio, a coluna de mercúrio era levada até uma certa altura em uma régua graduada. Após a liberação do fluxo de água (abertura de uma válvula), quando a base da coluna de mercúrio atingia a posição “0 cm”, inicia-se a cronometragem do tempo (em segundos), com resolução de décimos de segundo, indicada por uma régua graduada. A cronometragem era interrompida, sendo registrado o tempo (t), quando a coluna de mercúrio percorria um trecho de 40 cm (Δl). O procedimento era realizado quatro vezes, para compor um coeficiente de permeabilidade médio. A seguir, determinava-se o coeficiente de permeabilidade, com base na Lei de Darcy (equação 1). Durante o ensaio era determinada a temperatura da água inicial e final usada, para, posteriormente, corrigir o coeficiente de permeabilidade para o padrão de 20° C (equação 2). Além da determinação do tempo e temperaturas da água, eram necessárias as dimensões do corpo de prova (diâmetro médio – D e altura média – H) e as temperaturas inicial e final do ensaio. O restante dos parâmetros já estava definido.

$$Q = 100 \cdot k \cdot i \cdot A \therefore k = 100 \cdot \frac{Q}{i \cdot A} = 100 \cdot \frac{\left(\frac{a_t \cdot \Delta l}{t}\right)}{\left[\frac{H}{\left(\frac{\rho_m - \rho_w}{\rho_w}\right) \cdot h_m}\right] \cdot A} \quad (1)$$

onde: k = coeficiente de permeabilidade (m/s); i = gradiente hidráulico; A = área transversal do corpo de prova ($\sim 19,63 \text{ cm}^2$); a_t = área transversal do tubo por onde circula o mercúrio ($0,0367 \text{ cm}^2$); t = tempo (s) de deslocamento da coluna mercúrio em um trecho Δl (s); Δl = trecho de deslocamento da coluna de mercúrio pré definida (40 cm, neste estudo); H = altura do corpo de prova ($\sim 10 \text{ cm}$); ρ_w = massa específica da água ($0,998 \text{ g/cm}^3$); ρ_m = massa específica do mercúrio ($13,63 \text{ g/cm}^3$); h_m = altura da coluna de mercúrio (4 cm, utilizado estudo).

$$k_{20} = R_T \cdot k = \left[\frac{2,2902 \cdot (0,9842^t)}{T^{0,1702}} \right] \cdot k \tag{2}$$

onde: k_{20} = coeficiente de permeabilidade no padrão de 20°C (m/s); R_T = coeficiente de correção da viscosidade da água a uma determinada temperatura, para 20°C; T = temperatura média no início e fim da água utilizada no ensaio (°C).

3.3 – Ensaio de compressão uniaxial

Logo após a realização do ensaio de permeabilidade, era realizado o ensaio de compressão uniaxial com o mesmo corpo de prova. Os procedimentos atenderam parcialmente a norma ASTM D-2166-16 (ASTM, 2016). Como o corpo de prova saía do permeâmetro e ia diretamente para a prensa, sem que houvesse necessidade de imersão em água, pois já saía saturado do permeâmetro. Para a compressão uniaxial era utilizada uma prensa automática, com movimentação constante de 1,14 mm/min, dotada de uma célula de carga de 10 kN, que registrava a carga aplicada com resolução de 0,001 N. O corpo de prova era inserido na base plana, sendo empurrado para acima, contra um topo (fixo) também plano, dotado de uma rótula. O sistema de aquisição digital fazia o registro da carga a cada segundo, até a ruptura total do corpo de prova (Figura 3), sendo também registrada a carga máxima aplicada. Com a carga máxima foi determinada a tensão de ruptura por compressão, efetuando-se a divisão da carga máxima pela seção real do corpo de prova (equação 3).

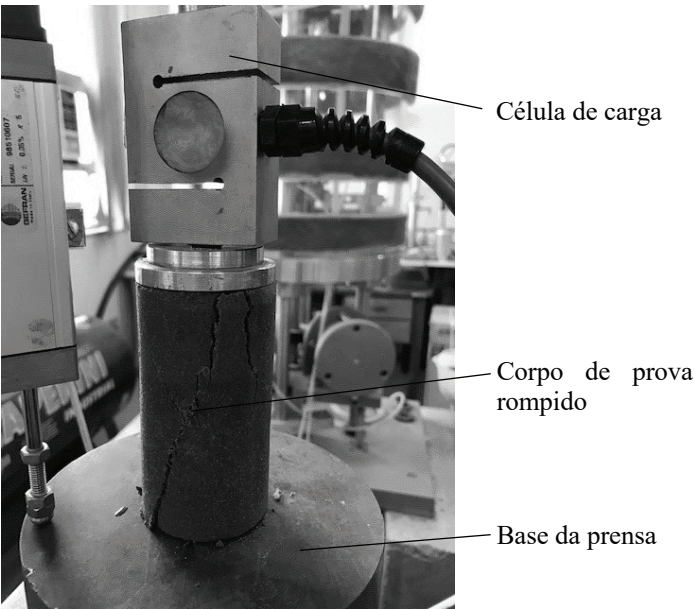


Fig. 3 – Corpo de prova após a ruptura na prensa.

$$q_u = 10 \cdot \frac{Q_{max}}{A} \quad (3)$$

onde: q_u = resistência a compressão uniaxial (kPa); Q_{max} = carga máxima registada na ruptura do corpo de provas (N); A = área transversal do corpo de prova ($\sim 19,63 \text{ cm}^2$).

4 – CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

4.1 – Areia

Como solo a ser estabilizado, empregou-se uma areia, de origem eólica, procedente de depósitos naturais de duna da cidade de Osório (litoral do estado do Rio Grande do Sul, Brasil). A Figura 4 apresenta a distribuição granulométrica e o Quadro 1 apresenta as características gerais. Pelos índices físicos, a areia é caracterizada como de granulometria uniforme e mal graduada. Pelo sistema de classificação unificada de solos (SUCS) é classificada como SP (areia mal graduada), norma ASTM D-2487-17 (ASTM, 2017), e pelo sistema AASHTO/HRB é classificada como A-3 (areia fina), norma ASTM D-3282-15 (ASTM, 2015). Pela curva granulométrica, verifica-se que é composta com grãos de tamanho de areia fina (entre 0,075 mm e 0,475 mm). A Figura 5 mostra as fotografias da areia realizada por microscopia eletrônica de varredura (MEV), mostrando a uniformidade dos grãos e o aspecto arredondado, típico de material transportado pelo vento e/ou água.

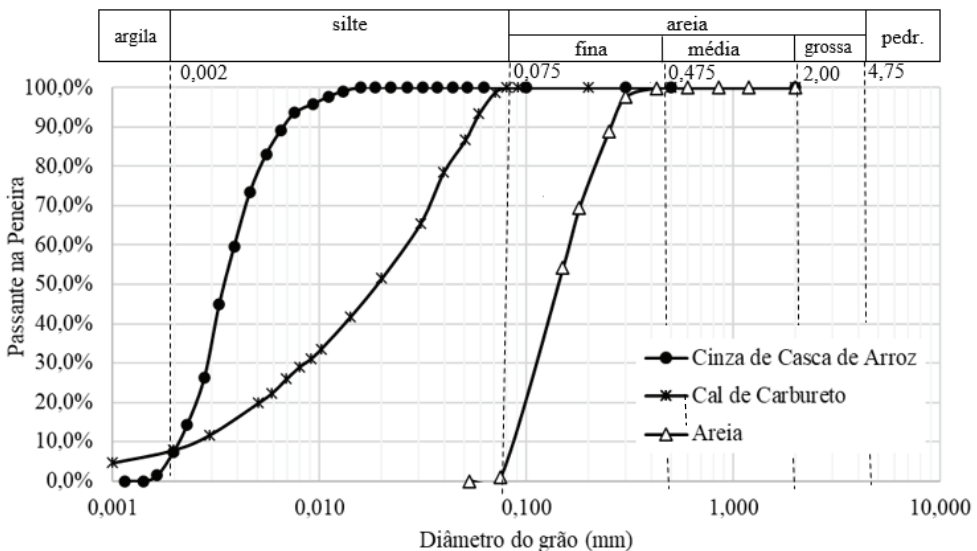


Fig. 4 – Curvas granulométricas dos materiais empregados na pesquisa.

4.2 – Cinza de casca de arroz (CCA)

A cinza de casca de arroz utilizada nesta pesquisa é produzida e comercializada por uma empresa da cidade de Alegrete (região produtora de arroz, no estado do Rio Grande do Sul, Brasil). A cinza da casca de arroz (CCA) é originária da queima controlada da casca de arroz, de modo a manter seu estado amorfo. Segundo a revisão apresentada por Nguyen et al. (2020), a queima da casca de arroz a uma temperatura entre 500°C e 800°C por 1 hora a 4 horas, já produz um material

pozolânico de alta reatividade. Embora seja um resíduo, possui valor comercial e é utilizado na construção civil, como adição em concretos e argamassas. A Figura 4 apresenta a distribuição granulométrica e o Quadro 1 apresenta as características gerais. É basicamente composta por partículas no tamanho silte. Não apresenta limite de liquidez e plasticidade. Verifica-se, pelo Quadro 1, que se apresenta uniforme e bem graduada. O Quadro 2 apresenta os resultados de espectrometria de fluorescência de raios-X (FR-X), mostrando a sua composição química, sendo basicamente, composta por 94,4% de sílica e pequenos teores de cálcio, potássio, ferro e alumínio. A Figura 6a mostra uma imagem obtida por microscopia eletrônica de varredura (MEV).

Quadro 1 – Caracterização geral dos materiais empregados na pesquisa.

Características	Areia	CCA	CC
Granulometria			
Areia fina	100,0%	0,0%	0,0%
Silte	0,0%	92,2%	92,6%
Argila	0,0%	7,8%	7,4%
D ₁₀	0,085	0,0025	0,0021
D ₃₀	0,110	0,0085	0,0029
D ₆₀	0,170	0,0265	0,0039
Coefficiente de uniformidade (c _u)	2,00	10,54	1,86
Coefficiente de curvatura (c _c)	0,87	1,09	1,02
Índice de vazio mínimo (e _{min})	0,55	-	-
Índice de vazio máximo (e _{max})	0,85	-	-
Peso volumétrico das partículas sólidas (kN/m ³)	26,5	21,6	22,4

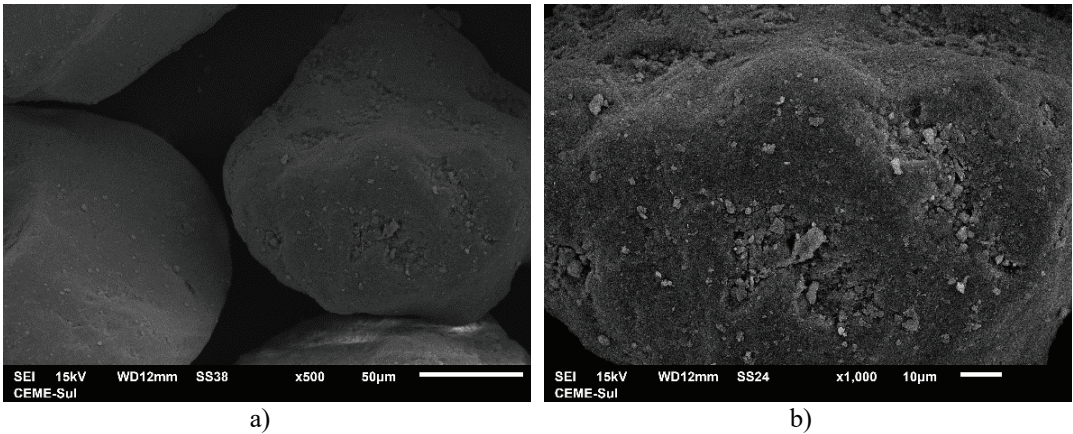


Fig. 5 – Imagens de microscopia eletrônica de varredura (MEV) de partículas de areia com ampliação de (a) 500 x e (b) 1000x.

Quadro 2 – Composição química dos resíduos empregados como cimentantes (em %).

Material	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	Na ₂ O	K ₂ O	SO ₃	MgO	MnO	P ₂ O ₅
CCA	94,4	1,1	0,1	0,7	0,7	1,8	0,1	0,7	0,4	0,6
CC	2,0	0,7	0,2	95,1	-	0,3	0,2	0,6	-	-

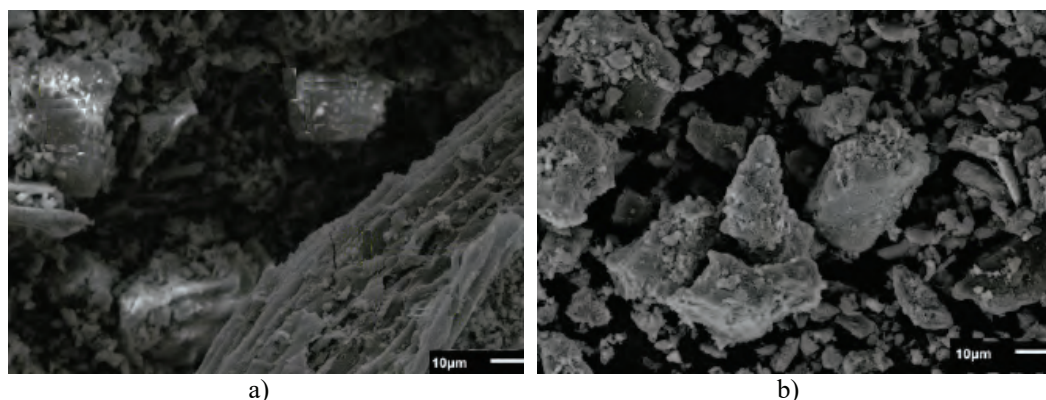


Fig. 6 – Imagens de microscopia eletrônica de varredura (MEV) com ampliação de 1000x de partículas de (a) cinza de casca de arroz (CCA) e (b) cal de carbureto (CC).

4.3 – Cal de carbureto (CC)

A cal de carbureto (CC), empregada no estudo, é um resíduo proveniente da produção do gás acetileno e foi obtida de uma empresa localizada na cidade de Esteio (estado do Rio Grande do Sul, Brasil). A cal é fornecida no formato de pasta com alto teor de umidade. Para utilização, foi realizada a secagem em uma estufa a 60° C por cerca de 48 horas, até a constância de massa. Após, foi destorroada e peneirada na peneira de abertura de 0,075 mm. Por fim, foi armazenada em saco plástico duplo, ambos vedados, para minimizar a carbonatação. A Figura 4 apresenta a distribuição granulométrica e o Quadro 1 apresenta as características gerais. Como pode ser visto, é composta de 92,6 % de partículas com tamanho de silte e o restante argila. O Quadro 2 apresenta o resultado de espectrometria de fluorescência de raios-X (FR-X). Em termos de composição química, verifica-se um alto teor de óxido de cálcio (95,1%), seguido de 2% de sílica e baixos teores de óxido de ferro e alumínio (menos de 1%). A Figura 6b mostra uma imagem obtida por microscopia eletrônica de varredura (MEV).

5 – RESULTADOS DOS ENSAIOS E ANÁLISES

As Figuras 7 e 8 mostram os gráficos da média da resistência a compressão uniaxial (q_u) e média do coeficiente de permeabilidade (k_{20}), respectivamente, pelas combinações das variáveis independentes (tempo de cura – t , peso volumétrico seco – γ_d , teor de ligantes – CC+CCA, e proporção de ligantes - CC/CCA). Para a resistência a compressão uniaxial (q_u), verifica-se um aumento, com aumento do tempo de cura (t), aumento do teor de ligantes (CC+CCA), e aumento do peso volumétrico seco (γ_d), mas há pouca relação com a proporção de ligantes (CC/CCA). Como as reações pozolânicas, responsáveis pela resistência, com cal são lentas, a Figura 9 apresenta a resistência à compressão uniaxial ao longo dos tempos de cura (entre 7 e 60 dias), mostrando o aumento da resistência com o tempo de cura, numa relação logarítmica. Pela Figura 8, verifica-se que o coeficiente de permeabilidade (k_{20}) reduz, com o aumento do teor de ligantes (CC+CCA), e aumento do peso volumétrico seco (γ_d), mas pouca relação com a variação da proporção de ligantes (CC/CCA) e tempo de cura (t). A Figura 10, mostra o coeficiente de permeabilidade (k_{20}) em função da evolução do tempo de cura (t), mostrando haver um pequeno aumento de 7 para 28 dias, porém, quase sem variação entre os 28 e 60 dias.

A norma brasileira de solo-cimento, NBR 12253 (ABNT, 2012), exige que o teor de cimento Portland a ser adicionado ao solo deve ser tal que se atinja uma resistência à compressão uniaxial de 2,1 MPa para uso como base de pavimento. Tomando como referência esta norma, embora seja

aplicada a adição de cimento Portland, verifica-se que para este estudo, para 7 dias de cura, o valor máximo atingido foi da ordem de 395 kPa. Para 28 dias de cura, somente as dosagens correspondentes a um peso volumétrico seco (γ_d) de 17,5 kN/m³ e teor de ligantes (CC+CCA) de 20%, apresentaram valores acima de 2,1 MPa. Já 60 dias de cura, para teor de ligantes de 10%, somente o peso volumétrico seco de 17,5 kN/m³ superou o valor de 2,1 MPa. Para os teores de 20%, no tempo de cura de 60 dias, todas as dosagens chegaram próximas e ultrapassaram o valor de 2,1 MPa.

Em termos de valores absolutos de coeficiente de permeabilidade (k_{20}), obteve-se o menor valor de 1×10^{-6} m/s (7 dias de cura, $\gamma_d = 17,5$ kN/m³, CC/CCA = 2:1 e CC+CCA = 20%) e o maior $1,5 \times 10^{-5}$ m/s (28 dias de cura, $\gamma_d = 15,5$ kN/m³, CC/CCA = 1:1 e CC+CCA = 10%), correspondendo uma diferença de 15 vezes. O valor do coeficiente de permeabilidade da areia *in natura* é de $5,8 \times 10^{-5}$ m/s, para um peso volumétrico seco de 16,3 kN/m³, que corresponda um valor de 3,9 e 58 vezes maior, respectivamente, que o maior e menor valor obtido na areia estabilizada. Menger et al. (2020), estabilizaram a mesma areia com 3%, 5% e 7% de cimento Portland, com pesos volumétricos secos de 15 kN/m³ e 16 kN/m³, obtendo um valor médio de coeficiente de permeabilidade de $1,38 \times 10^{-5}$ m/s (entre 1,3 e $1,5 \times 10^{-5}$ m/s, para os pesos volumétricos secos de 16 kN/m³ e 15 kN/m³, respectivamente, e sem diferença em função do teor de cimento), que corresponde a uma redução média de 4 vezes em relação à areia *in natura*.

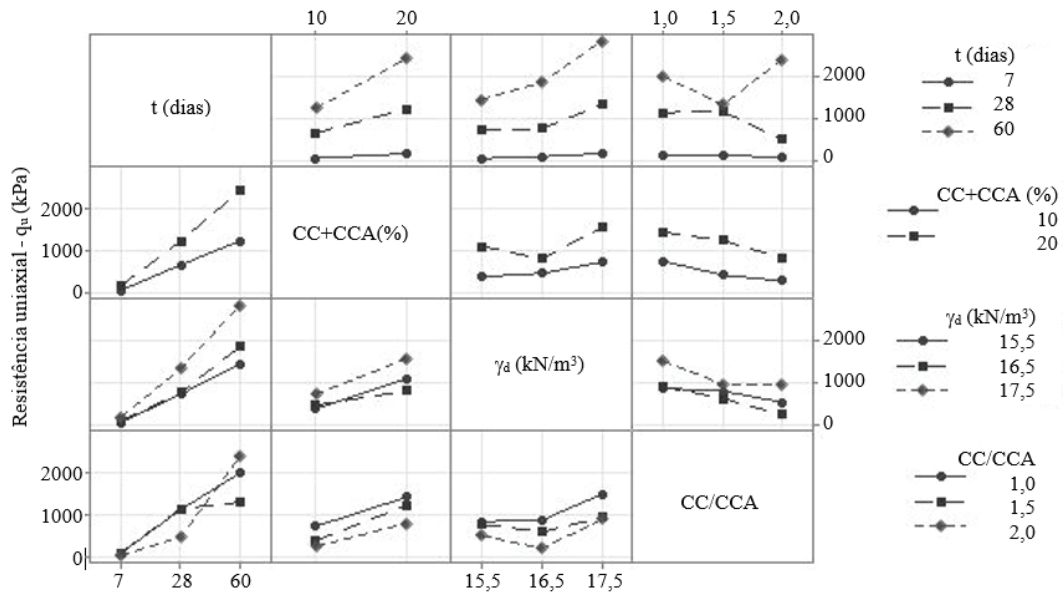


Fig. 7 – Gráfico de combinação das variáveis independentes para a resistência à compressão uniaxial - q_u (kPa) considerando a média.

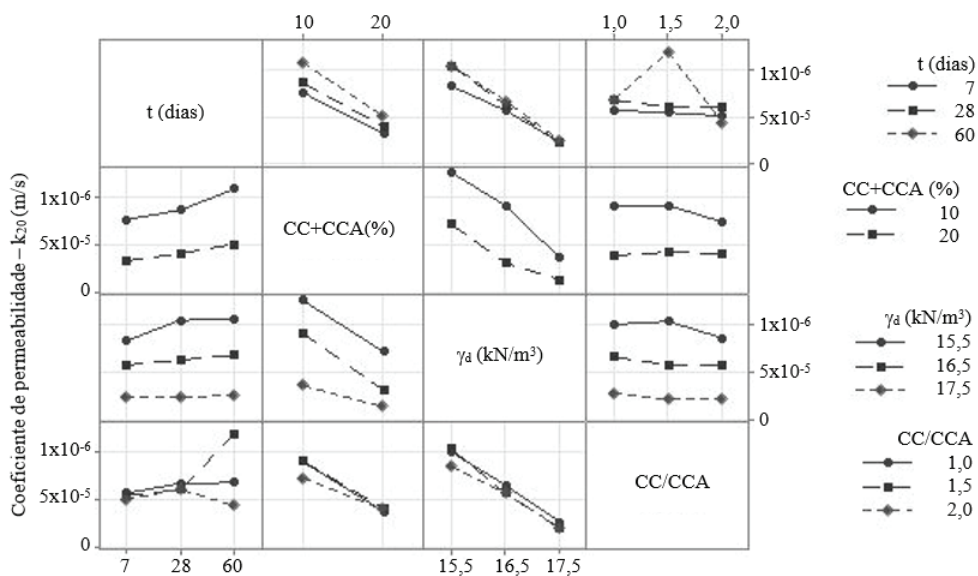
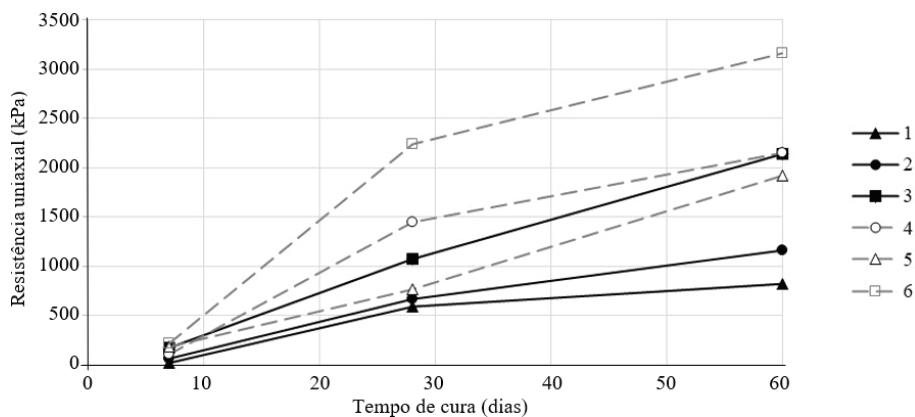


Fig. 8 – Gráfico de combinação das variáveis independentes para o coeficiente de permeabilidade - k_{20} (m/s) considerando a média.

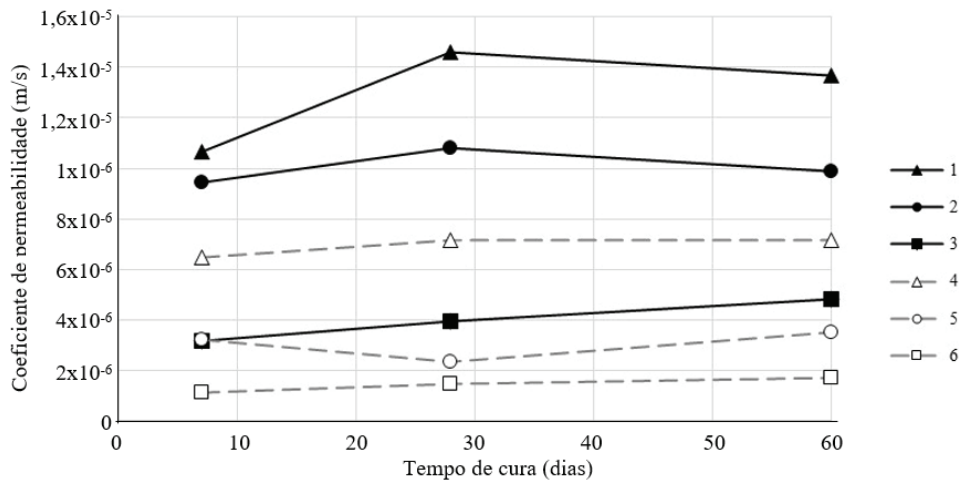


Sendo: 1 ($\gamma_d = 15,5 \text{ kN/m}^3$, CC+CCA = 10%), 2 ($\gamma_d = 16,5 \text{ kN/m}^3$, CC+CCA = 10%), 3 ($\gamma_d = 17,5 \text{ kN/m}^3$, CC+CCA = 10%), 4 ($\gamma_d = 15,5 \text{ kN/m}^3$, CC+CCA = 20%), 5 ($\gamma_d = 16,5 \text{ kN/m}^3$, CC+CCA = 20%), 6 ($\gamma_d = 17,5 \text{ kN/m}^3$, CC+CCA = 20%)

Fig. 9 – Gráfico da variação da resistência à compressão uniaxial (q_u) pelo tempo de cura (t) para diferentes teores de cal e cal de carbureto e peso volumétrico seco (γ_d) para CC/CCA de 1:1.

Para verificar a influência de cada umas das variáveis independentes na resposta da resistência à compressão uniaxial (q_u) e coeficiente de permeabilidade (k_{20}), fez-se a análise estatística a partir da análise de variância (ANOVA). As Figuras 11 e 12 mostram os gráficos de pareto, com 95% de confiança ($\alpha = 0,05$), onde é possível verificar quais as variáveis significantes, bem como, a combinação de segunda e de terceira ordem que também são significantes. A Figura 11a mostra que as variáveis mais significantes na resistência à compressão uniaxial (q_u) são o tempo de cura (t), seguido do teor de ligantes (CC+CCA) e do peso volumétrico seco (γ_d), bem como, a sua combinação

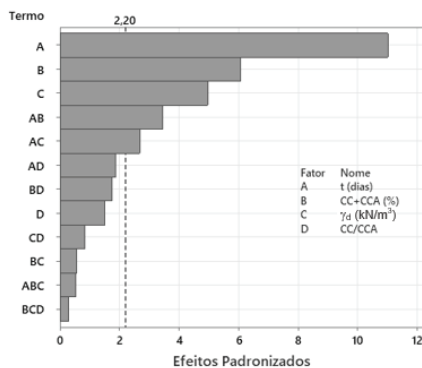
de segunda ordem, se for levado em consideração todo período de cura (7 dias aos 60 dias). Como há uma pequena redução na taxa de crescimento da resistência entre os 28 e os 60 dias (Figura 9), fez-se uma análise de variância considerando este intervalo de tempo (Figura 11b), que demonstra que o tempo de cura continua sendo a variável mais influente. O estudo de Basumajumdar et al. (2005) realizado com misturas de diferentes tipos de cinza volante e cal, mostra que o consumo de óxido de cálcio livre (CaO) reduz, exponencialmente, com o tempo de cura, até um certo tempo de cura (entre 50 e 55 dias), passando para uma relação linear de consumo. Isso comprova que embora possa haver um crescimento que tende a ser linear até certo tempo de cura, para maiores tempos de cura há uma tendência de redução da taxa de aumento da resistência. Já a variação da proporção de ligantes (CC/CCA) não se mostra significativa, para as proporções utilizadas neste estudo. Para o coeficiente de permeabilidade (k_{20}), o teor de ligantes (CC+CCA), quando considerado todo o intervalo de tempo de cura (Figura 12a), mostra-se mais significativo, seguido peso volumétrico seco (γ_d) e tempo de cura (t). O trabalho de Ayininuola e Olaosebikan (2013) mostrou que o aumento do teor de cinza de casca de arroz, apresentou maior redução do coeficiente de permeabilidade para os solos com maior teor de areia, corroborando com os resultados deste trabalho. Quando se faz a análise de variância, considerando um intervalo de tempo de cura de 28 a 60 dias (Figura 12b), verifica-se que o tempo de cura passa a não ser significativo, o que pode ser corroborado pela Figura 10.



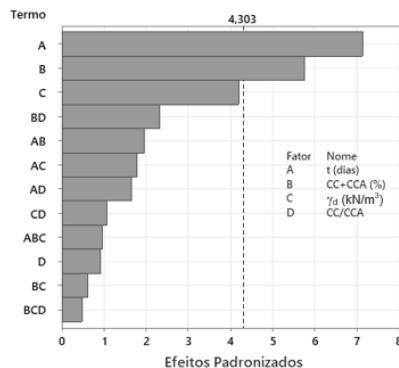
Sendo: 1 ($\gamma_d = 15,5 \text{ kN/m}^3$, CC+CCA = 10%), 2 ($\gamma_d = 16,5 \text{ kN/m}^3$, CC+CCA = 10%), 3 ($\gamma_d = 17,5 \text{ kN/m}^3$, CC+CCA = 10%), 4 ($\gamma_d = 15,5 \text{ kN/m}^3$, CC+CCA = 20%), 5 ($\gamma_d = 16,5 \text{ kN/m}^3$, CC+CCA = 20%), 6 ($\gamma_d = 17,5 \text{ kN/m}^3$, CC+CCA = 20%)

Fig. 10 – Gráfico da variação do coeficiente de permeabilidade (k_{20}) tempo de cura para diferentes teores de cal e cal de carbureto e peso volumétrico seco.

As Figuras 13 e 14 mostram os resultados das médias ajustadas de resistência à compressão uniaxial (q_u) e coeficiente de permeabilidade (k_{20}), respectivamente, pelos efeitos principais das variáveis independentes. Para enfatizar a influência das duas variáveis mais significativas, nas respostas da resistência à compressão uniaxial (q_u) e coeficiente de permeabilidade (k_{20}), as Figuras 15 e 16, respectivamente, mostram os gráficos de superfície de resposta. Pela Figura 13, é possível verificar que o aumento da resistência à compressão uniaxial (q_u), simultaneamente, com o aumento do tempo de cura (t) e teor de ligantes (CC+CCA). Já para o coeficiente de permeabilidade (k_{20}), ocorre o contrário, ou seja, diminuição, com o aumento simultâneo do peso volumétrico seco (γ_d) e teor de ligantes (CC+CCA) (Figura 14).

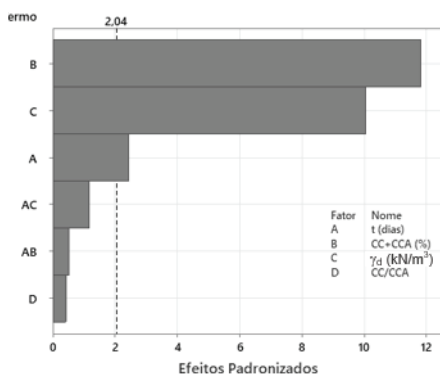


a)

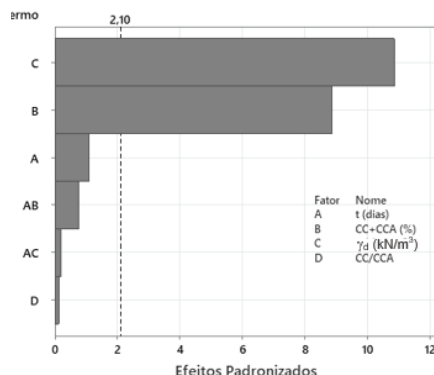


b)

Fig. 11 – Gráfico de pareto dos efeitos padronizados ($\alpha = 0,05$) até a terceira ordem para a resistência a compressão uniaxial (q_u), considerando (a) 7, 28 e 60 dias de cura e (b) 28 e 60 dias de cura.



a)



b)

Fig. 12 – Gráfico de pareto dos efeitos padronizados ($\alpha = 0,05$) até a segunda ordem para o coeficiente de permeabilidade (k_{20}), considerando (a) 7, 28 e 60 dias de cura e (b) 28 e 60 dias de cura.

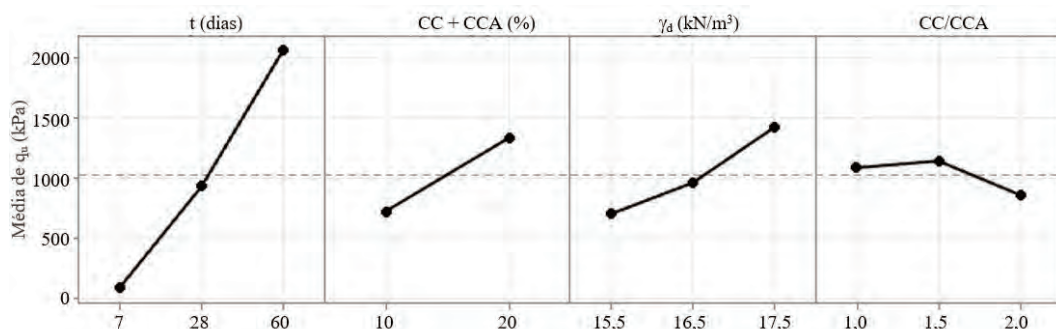


Fig. 13 – Gráfico dos efeitos principais, considerando a média ajustada para a resistência a compressão uniaxial (q_u).

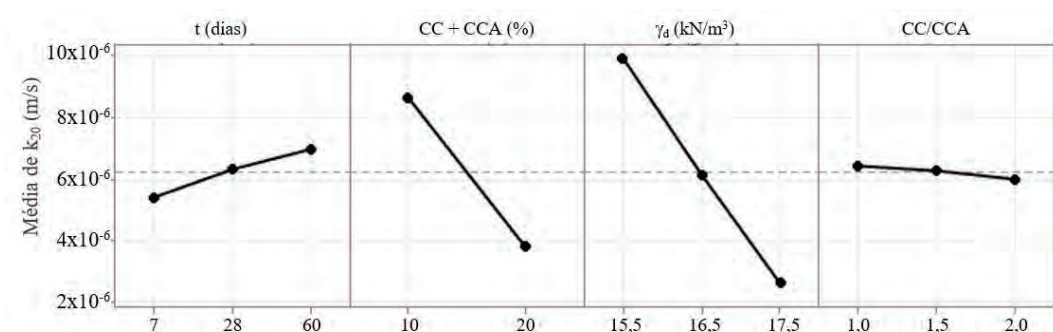


Fig. 14 – Gráfico dos efeitos principais, considerando a média ajustadas para o coeficiente de permeabilidade (k_{20}).

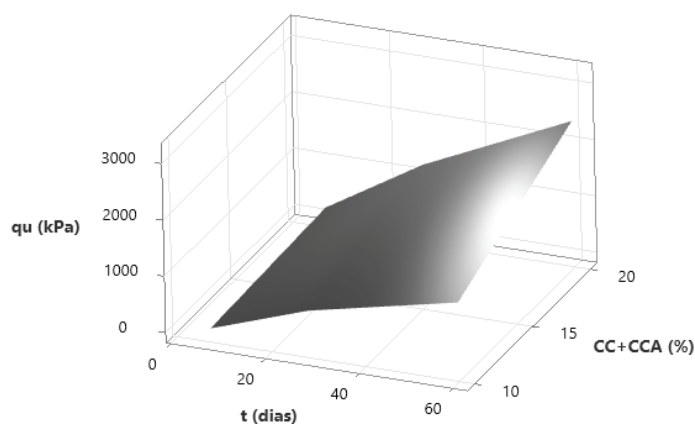


Fig. 15 – Gráfico de superfície de resposta da resistência a compressão uniaxial (q_u) pelos fatores mais significativos (tempo de cura – t e proporção de ligantes – CC+CCA).

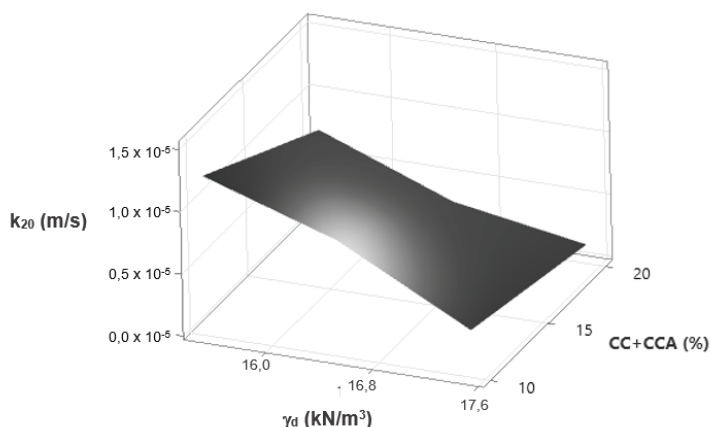


Fig. 16 – Gráfico de superfície de resposta da resistência a compressão uniaxial (q_u) pelos fatores mais significativos (peso volumétrico seco – γ_d e proporção de ligantes – CC+CCA).

As Figuras 17 a 19 mostram as fotografias de algumas misturas obtidas em microscópio eletrônico de varredura (MEV), para mostrar as estruturas formadas durante o processo de cura. O primeiro aspecto que pode ser analisado é que os agentes ligantes não envolvem totalmente os grãos de areia, mas sim, unem os pontos de contato dos grãos. A Figura 17 exemplifica a evolução do tempo de cura da mistura de 7 dias para 28 dias, contendo um teor de ligantes de 10% (CC+CCA), para a proporção de ligantes de 2:1 (CC/CCA), para o peso volumétrico seco de 16,5 kN/m³. Aos 7 dias de cura verifica-se uma estrutura mais floculada, em relação aos 28 dias de cura, ou seja, para o primeiro tem-se um volume maior de preenchimento dos macros vazios em relação ao segundo. Neste sentido, aos 28 dias de cura há mais vazios para a percolação de água, favorecendo o aumento da percolação de água, e consequentemente, o aumento do coeficiente de permeabilidade, o que pode ser verificado nos resultados das Figuras 9 e 10(a). Já na Figura 18, mostra-se um exemplo de evolução do tempo de cura de 28 dias para 60 dias da mistura contendo um teor de ligantes de 10% (CC+CCA), para a proporção de ligantes de 1:1 (CC/CCA), para o peso volumétrico seco de 17,5 kN/m³. Diferentemente, do que ocorre para poucos dias de cura (de 7 dias para 28 dias), para maiores tempos de cura (de 28 dias para 60 dias), o aspecto na mistura se mantém inalterado, não afetando os vazios e, consequentemente, não alterando o coeficiente de permeabilidade, o que é demonstrado estatisticamente pelas Figuras 10 e 12(b). O aspecto microscópico, observado nas Figuras 17 e 18, pode ser analisado pelas reações químicas que ocorrem e regem a estabilização. Eades e Grim (1960) verificaram que a estabilização química de solo com cal é regida por dois tipos de fases. Na primeira fase, ocorre a troca catiônica e a carbonatação, responsável pela floculação (aumento do volume), podendo demorar horas até poucos dias. Na segunda fase, que pode demorar meses a anos, ocorrem as reações pozolânicas, responsáveis pela resistência, sendo que nesta fase ocorre a redução das forças de repulsão entre os cátions e ânions e a consequente redução da camada de água difusa. E por fim, a Figura 19 mostra a estrutura de uma mesma mistura (teor de 10% de CC+CCA e proporção de CC/CCA = 1:1), para 60 dias de cura, com diferentes pesos volumétricos secos. Verifica-se que para um menor peso volumétrico seco a estrutura é mais aberta em relação à estrutura apresentada para um maior peso volumétrico seco. Com isso, pode-se comprovar que menores pesos volumétricos secos geram maiores coeficientes de permeabilidade.

A Figura 20 mostra um exemplo de difração de raio-x (DRX) realizado em um equipamento um espectrômetro X^{pert}, Phillips MDP, com radiação Cu K α , 40mV-40mA, para a mistura com peso volumétrico seco de 17,5 kN/m³ (γ d), teor de agentes cimentantes de 20% (CC+CCA) e proporção de agentes cimentantes de 2:1 (CC/CCA), para tempos de cura de 7 dias e 60 dias. Para a microscopia é possível verificar que em 7 dias de cura há uma concentração de sílica - SiO₂ (14 pontos) e hidróxido de cálcio - Ca(OH)₂ (16 pontos), correspondentes a cinza de casca de arroz e cal de carbureto, respectivamente. Para 60 dias, verifica-se que esta concentração de SiO₂ (8 pontos) e Ca(OH)₂ (11 pontos) reduz significativamente, mostrando que há consumo dos agentes cimentantes, o que se reflete no ganho expressivo da resistência passando de 110,7 kPa em 7 dias para 3.169,3 kPa aos 60 dias de cura. Como ainda, há concentrações de agentes cimentantes, pode verificar-se que ainda há potencial de ganho de resistência para maiores tempo de cura (acima de 60 dias).

6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resíduos empregados neste estudo - cal de carbureto e cinza de casca de arroz - e produzidos em abundância no estado do Rio Grande do Sul, extremo sul do Brasil, quando combinados mostram-se ótimos agentes ligantes, pois o primeiro é rico em sílica amorfa (94,4%) e o segundo em óxido de cálcio (95,1%).

O primeiro aspecto a ser observado foi o ganho de resistência (q_u) com o aumento do tempo de cura, do peso volumétrico seco e do teor de agentes ligantes. Por outro lado, a proporção de agentes ligantes não se mostrou significativa, neste estudo.

Para o coeficiente de permeabilidade (k_{20}) houve uma variação entre o maior ($1,46 \times 10^{-5}$ m/s) e o menor ($1,0 \times 10^{-6}$ m/s) da ordem de quinze vezes, onde se pode verificar que a redução foi verificada com o aumento do peso volumétrico seco e do teor de agentes ligantes. Já a proporção de agentes ligantes também não se mostrou significativa, como na resistência à compressão uniaxial. Já o tempo mostrou-se pouco influente de 7 a 28 dias de cura, não sendo significativo para maiores tempos de cura.

Por fim, verifica-se que não há uma relação intrínseca entre a resistência à compressão uniaxial e o coeficiente de permeabilidade, pois quando se trata de solos (especialmente, areias) estabilizados, os agentes ligantes não necessariamente fecham a matriz por completo, podendo deixar uma matriz porosa macro e micro estruturalmente, pois o aumento da resistência se dá pela cimentação dos pontos de contato entre os grãos e a permeabilidade ocorre pelo fechamento da matriz.

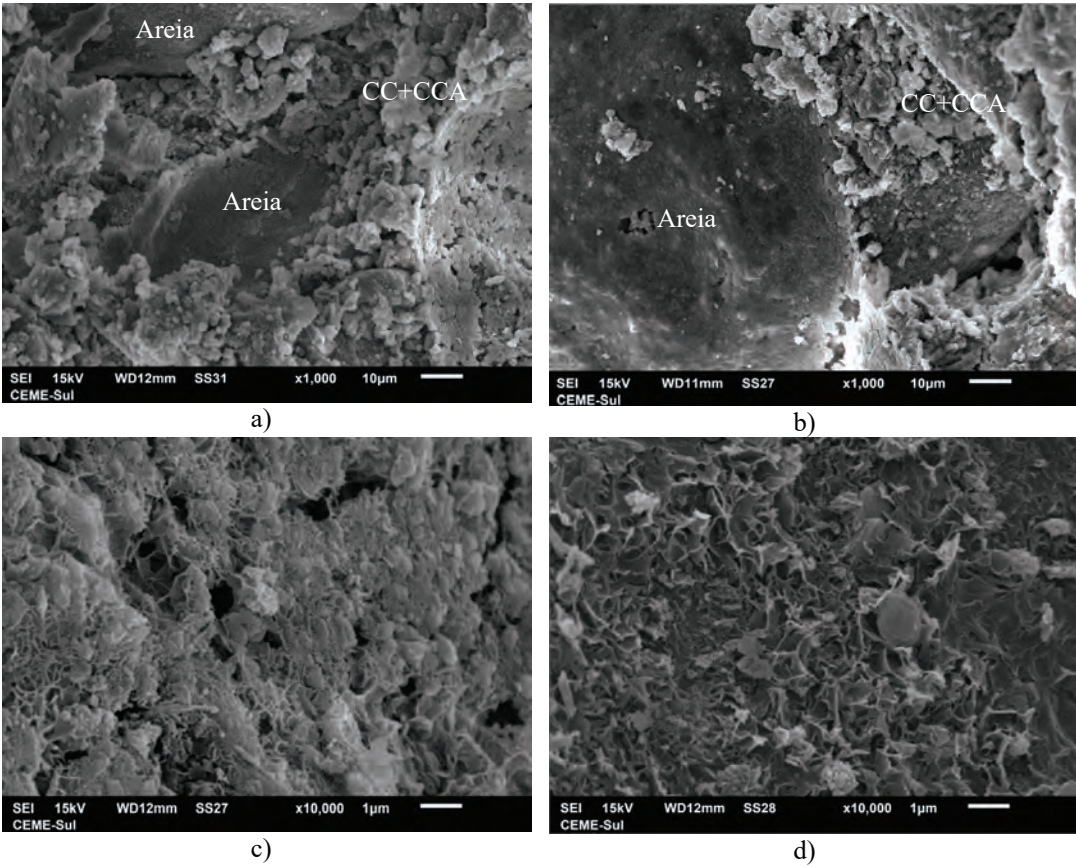


Fig. 17 – Fotografias de microscopia eletrônica de varredura (MEV), mostrando o efeito do tempo de cura, para 7 dias de cura em 1000× (a) e em 10000x (b), e para 28 dias de cura em 1000× (c) e em 10000× (d) para a mistura de $\gamma_d = 16,5$ kN/m³, 10% de CC+CCA e CC/CCA = 2:1.

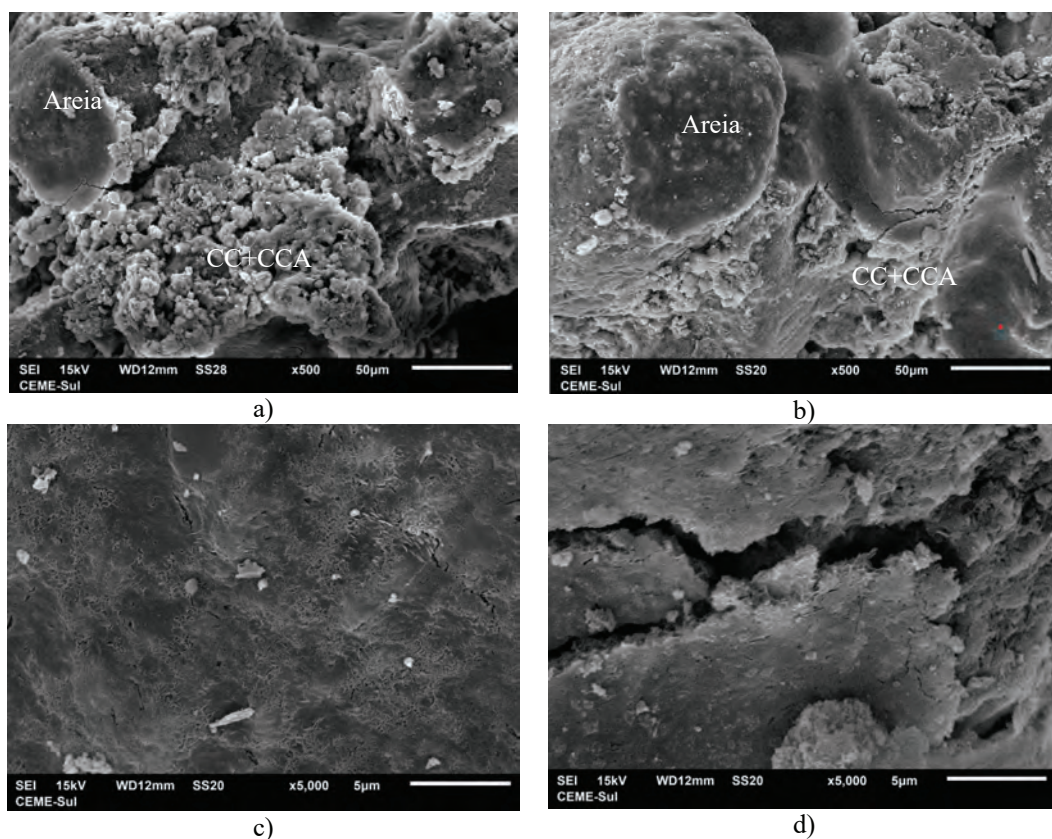


Fig. 18 – Fotografias de microscopia eletrônica de varredura (MEV) com aumento de 500x, mostrando o efeito do tempo de cura para 28 dias de cura em 500x (a) e em 10000x (b), e para 60 dias de cura em 500x (c) e em 10000x (d), para a mistura de $\gamma_d = 17,5 \text{ kN/m}^3$, 10% de CC+CCA e CC/CCA = 1:1.

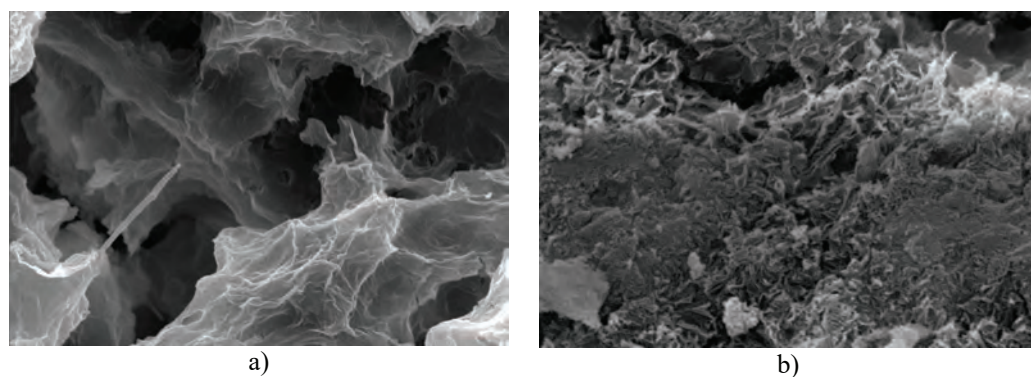


Fig. 19 – Fotografias de microscopia eletrônica de varredura (MEV) com aumento de 10000x, para o efeito de peso volumétrico seco, para 60 dias de cura para a mistura de (a) $\gamma_d = 15,5 \text{ kN/m}^3$ e (b) $\gamma_d = 17,5 \text{ kN/m}^3$, 10% de CC+CCA e CC/CCA = 1:1.

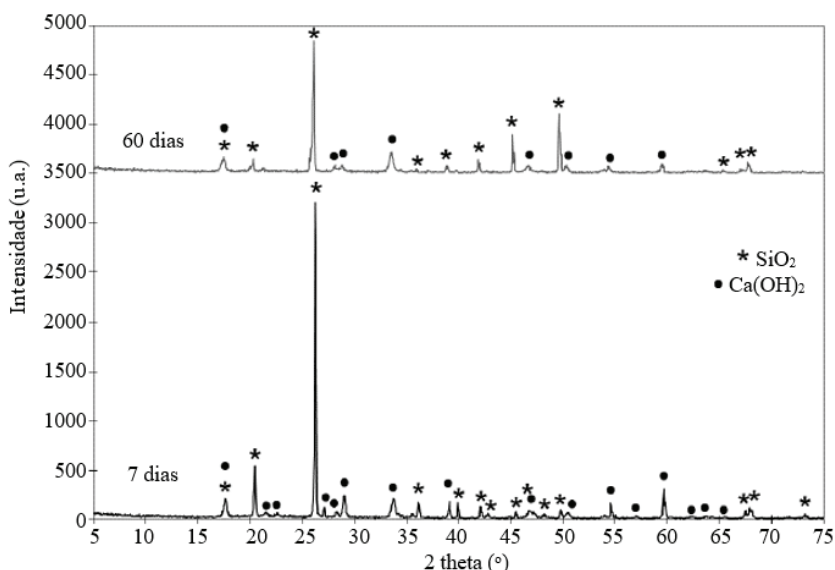


Fig. 20 – Difração de raio-x (DRX) para a mistura de $\gamma_d = 17,5 \text{ kN/m}^3$, 20% de CC+CCA e CC/CCA = 2:1 para 7 dias e 60 dias de cura.

7 – AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer pelas bolsas recebidas: BIC/UFRGS (PROPESQ/UFRGS) e PET Engenharia Civil (FNDE/MEC); e aos laboratórios LEGG/UFRGS e LAGEOTEC/UFRGS. Também, a FAPERGS – Fundação de Amparo à Pesquisa do Rio Grande do Sul, pelo recurso cedido ao projeto nº 22/2551-0000594-2, Edital nº 10/2021.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (2012). NBR 12253 – *Solo-cimento — Dosagem para emprego como camada de pavimento — Procedimento*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 7 p.
- Al Subari, L.; Hilal, A.; Ekinici, E. (2023). *Life cycle assessment of soil stabilization using cement and waste additives*. Construction and Building Materials, 403, pp. 1-18. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.133045>
- Anburuvel, A. (2024). *The engineering behind soil stabilization with additives: a state-of-the-art review*. Geotechnical and Geological Engineering, 42, pp. 1-42. <https://doi.org/10.1007/s10706-023-02554-x>
- ASTM D-2166-16 (2016). *Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil*. 7p.
- ASTM D-2487-17 (2017). *Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System)*. 10p.
- ASTM D-3282-15 (2015). *Standard practice for classification of soils and soil-aggregate mixtures for highway construction purposes*. 6p.
- ASTM D-5084-16 (2016). *Standard test methods for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter*. 24p.

- Ayininuola, G. M.; Olaosebikan, O. I. (2013). *Influence of rice husk ash on soil permeability*. Transnational Journal of Science and Technology, vol 3, pp. 29-33.
- Basumajumdar, A.; Das, A. K.; Bandyopadhyay, N.; Maitra, S. (2005). *Some studies on the reaction between fly ash and lime*. Bull. Mater. Sci., Vol. 28, No. 2, April 2005, pp. 131–136.
- Behak, L. (2016). *Soil Stabilization with Rice Husk Ash*. Capitulo 3, Rice - Technology and Production. <https://www.intechopen.com/chapters/53281>
- Consoli, N. C.; Daassi-gli, C. A. P.; Ruver, C. A.; Lotero, A.; Scheuermann Filho, H.C.; Moncaleano, C. J.; Lourenço, D. E. (2021). *Lime-ground glass-sodium hydroxide as an enhanced sustainable binder stabilizing silica sand*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 147 (10). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0002624](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002624)
- Consoli, N. C.; Leon, H. B.; Carretta, M. S.; Daronco, J. L. V.; Lourenço, D. E (2019). *The effects of curing time and temperature on stiffness, strength and durability of dand-environment friendly bender blends*. Soils and Foundations, 59 (5), pp. 1428-1439. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2019.06.007>
- Consoli, N. C.; Winter, D.; Leon, H. B.; Scheuermann Filho, H. C. (2018). *Durability, strength, and stiffness of green stabilized sand*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 144(9). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001928](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001928)
- Cristelo, N.; Glendinning, S.; Pinto, A. T. (2011). *Deep soft soil improvement by alkaline activation*. Ground Improvement, 164: 12, pp. 73–82. <https://doi.org/10.1680/grim.900032>
- Davidovits, J. (1994). *Method for obtaining a geopolymeric binder allowing to stabilize, solidify and consolidate toxic or waste materials*. Registro de Patente nº 5.349.118, United States Patent, pp. 1-11.
- Du, Y. J.; Zhang, Y. Y.; Liu, S. Y. (2011) *Investigation of strength and california bearing ratio properties of natural soils treated by calcium carbide residue*. Geo-Frontiers 2011: Advances in Geotechnical Engineering. [https://doi.org/10.1061/41165\(397\)127](https://doi.org/10.1061/41165(397)127)
- Duxon, P.; Fernández-Jiménez, A.; Provis, J. L.; Luckey, G. C; Palomo, A.; Van Deventer, J. S. J. (2007). *Geopolymer technology: the current state of the art*. Advances in Geopolymer Science & Technology, 42, pp. 2917–2933. <https://doi.org/10.1007/s10853-006-0637-z>
- Eades, J. L.; Grim, R. E. (1960). *Reaction of hydrated lime with pure clay minerals in soil stabilization*. Highway Res. Board Bull., 262, pp. 51-53.
- Eliaslankaran, Z.; Daud, N. N. N.; Yusoff, Z. M.; Rostami, V. (2021). *Evaluation of the effects of cement and lime with rice Husk ash as an additive on strength behavior of coastal soil*. Materials (Basel), 14 (5): 1140, pp. 1-15. <https://doi.org/10.3390/ma14051140>
- Falah, M. W.; Muteb, H. (2023). *Applying different soil stabilization mechanisms: a review*. archives of civil engineering. Polish Academy of Science, Vol. LXIX, pp. 339–358. <https://doi.org/10.24425/ace.2023.147663>
- Fathi-Moghaddam, M; Tavakol-Sadrabadi, M.; Tajbakhsh, M. (2020). *Effect of lime and rice husk ash on horizontal saturated hydraulic conductivity of sandy loam soils*. Geotechnical and Geological Engineering, 38, pp. 2027-2037. <https://doi.org/10.1007/s10706-019-01146-y>
- Fernández-Jiménez, A.; Palomo, A.; Sobrados, I.; Sanz, J. (2006). *The role played by the reactive alumina content in the alkaline activation of fly ashes*. Microporous and Mesoporous Materials, 91 (1-3), pp. 111-119.

- Godoy, V. B. (2018). *Desempenho de misturas de distintos materiais com cinza volante e cal submetidas a condições climáticas severas*. Dissertação (Mestrado em engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.
- Horpibulsuk, S.; Kampala, A.; Phetchuay, C.; Udomchai, A.; Arulrajah, A. (2015) *Calcium carbide residue: a cementing agent for sustainable soil stabilization*. Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA. 46, pp. 22-27.
- Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) (2021). *IBGE atualiza municípios de fronteira e defrontantes com o mar devido a mudanças de limites*. <https://agenciadenoticias.ibge.gov.br/agencia-noticias/2012-agencia-de-noticias/noticias/31090-ibge-atualiza-municipios-de-fronteira-e-defrontantes-com-o-mar-devido-a-mudancas-de-limites> (acesso em 20/09/2024).
- Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) (2022). *PAM – Produção Agrícola Municipal: Quantidade produzida (Tonelada) – Rio Grande do Sul*. <https://www.ibge.gov.br/estatisticas/economicas/agricultura-e-pecuaria/9117-producao-agricola-municipal-culturas-temporarias-e-permanentes.html> (acesso em 20/09/2024).
- Instituto de Ciência e Tecnologia de Alimentos (ICTA/UFRGS) (2021). *Terra de Arroz*. https://www.ufrgs.br/alimentus1/terradearroz/grao/gr_casca.htm (acesso em 20/09/2024).
- Jawad, I. T.; Taha, M. R.; Majeed, Z. H.; Kahn, T. A. (2014). *Soil stabilization using lime: advantages, disadvantages and proposing a potential alternative*. Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology, 8 (4), pp. 510-520.
- Lotero, A.; Consoli, N. C.; Moncaleano, C.J.; Tebechrani Neto, A.; Koester, E. (2021). *Mechanical properties of alkali-activated ground waste glass-carbide lime blends for geotechnical uses*. Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, 33:10. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0003918](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0003918)
- Market Research Store (2015). *Acetylene Gas Market for Chemical Production, Welding & Cutting and Other Applications: global industry perspective, comprehensive analysis and forecast, 2014-2020*. Market Research Store Report. 110 p. <https://www.businesswire.com/news/home/20160912006320/en/Acetylene-Gas-Market-for-Chemical-Production-Welding-Cutting-and-Other-Applications-Global-Forecast-2014---2020---Research-and-Markets> (acesso em 20/09/2024).
- Menger, E. da S.; Benetti, M.; Festugato, L.; Ibeiro, L. da S.; Luza, R. D. (2020). *Hydraulic conductivity and compressive strength of cemented soils*. Geotechnical and Geological Engineering, 38, pp. 6031-6039. <https://doi.org/10.1007/s10706-020-01411-5>
- Miranda, T; Leitão, D; Oliveira, J.; Corrêa-Silva, M.; N. Araújo, Coelho, J.; Fernández-Jiménez, A.; Cristelo, N. (2020) *Application of alkali-activated industrial wastes for the stabilisation of a full-scale (bub)base layer*. Journal of Cleaner Production, 242 (2), pp. 1-12. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.118427>
- Nguyen, D. T; Nguyen, N. T.; Pham, H. N. T.; Phung, H. H. P.; Nguyen, H. (2020). *Rice husk ash and its utilization in soil improvement: An overview*. Journal of Mining and Earth Sciences Vol. 61, Issue 3, pp. 1-11. [https://doi.org/10.46326/JMES.2020.61\(3\).01](https://doi.org/10.46326/JMES.2020.61(3).01)
- Osinubi, K. J. (1998). *Permeability of lime-treated lateritic soil*. Journal of Transportation Engineering, 124(5), pp. 465-469.
- Palomo, A.; Grutzeck, M. W.; Blanco, M. T. (1999). *Alkali-activated fly ashes*. Cement and Concrete Research, 29, 8, pp. 1323-1329. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(98\)00243-9](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(98)00243-9)

- Paula, T. M. (2016). *Misturas de cinza volante e cal de carbureto: comportamento da resistência à compressão uniaxial frente à moagem da cinza Volante*. Dissertação (Mestrado em engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.
- Pelisser, G.; Ferrazzo, S. T.; Mota, J. D.; Santos, C. P. dos; Pelisser, C.; Dalla Rosa, F.; Korf, E. P. (2023). *Rice husk ash-carbide lime as an alternative binder for waste foundry sand stabilization*. *Environmental Science and Pollution Research*, 30, pp. 42176-42191. <https://doi.org/10.1007/s11356-022-25117-8>
- Queiróz, L. C.; Batista, L. L. S.; Souza, L. M. P.; Lima, M. D.; Danieli, S.; Bruschi, G. J.; Bergmann, C. P. (2023). *Alkali-activated system of carbide lime and rice husk for granular soil stabilisation*. *Ground Improvement*, 176:5, pp. 279-294. <https://doi.org/10.1680/jgrim.21.00048>
- Ruver, C. A.; Machado, C. R.; Bastos, C. A. B.; Dias, C. R. R. (2013). *Viabilidade técnico-econômica da areia eólica estabilizada com agentes aglomerantes para emprego em pavimentação*. *Teoria e Prática na Engenharia Civil*, 21, pp. 13-24.
- Saldanha, R. B.; Caicedo, A. M. L.; Araújo, M. T. de; Scheuermann Filho, H. C.; Monceleano, C. J.; Silva, J. P. S.; Consoli, N. C. (2023). *Potential use of iron ore tailings for binder production: a life cycle assessment*. *Construction and Building Materials*, 365, pp. 1-12. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.130008>
- Servi, S.; Lotero, A.; Silva, J. P. S.; Bastos, C. A.; Consoli, N. C. (2022). *Mechanical response of filtered and compacted iron ore tailings with different cementing agents: focus on tailings-binder mixtures disposal by stacking*. *Construction and Building Materials*, 349, pp. 1-10. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.128770>
- Silva, J. D. J.; Santos Junior, O. F.; Paiva, W. de. (2023). *Compressive and tensile strength of aeolian sand stabilized with porcelain polishing waste and hydrated lime*. *Soil and Rocks*, 46(1), pp. 1-15. <https://doi.org/10.28927/SR.2023.002322>
- Winter, D. (2018) *Resistência, rigidez e durabilidade para solos arenosos estabilizados com materiais mais sustentáveis*. Tese (Doutorado em engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 166 p.

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO E AMBIENTAL DE RESÍDUOS INORGÂNICOS PARA USO EM OBRAS GEOTÉCNICAS SUSTENTÁVEIS

Evaluation of the mechanical and environmental behaviour of inorganic waste materials for use in sustainable geotechnical works

Beatriz Sales Bandarra^a, Lana Sobral Vieira Escada Monteiro^b, Margarida João Quina^a, Paulo Alexandre Lopes de Figueiredo Coelho^c

^a Universidade de Coimbra, CERES, Departamento de Engenharia Química, 3030-790 Coimbra, Portugal.

^b Universidade Estadual Paulista (UNESP), FEG, Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá, 13876-750 São João da Boa Vista, Brasil.

^c Universidade de Coimbra, CITTA, Departamento de Engenharia Civil, 3030-788 Coimbra, Portugal.

RESUMO – A aplicação dos princípios da economia circular tem sido incentivada. A geotecnia ambiental pode dar um contributo relevante na valorização de resíduos e subprodutos através da substituição de agregados naturais. Garantir a segurança e a proteção ambiental exige uma avaliação multidisciplinar. Este trabalho pretende apoiar a aplicação informada de determinados resíduos em obras geotécnicas, complementando a perspetiva geotécnica com análises pertinentes. Foram estudadas escórias de incineração de resíduos sólidos urbanos e suas misturas com areia e rejeitado de mina de ferro. Estes resíduos são abundantes e a sua gestão não é consensual. A avaliação incluiu caracterização física, geotécnica, química e ecotoxicológica. Os resíduos exibiram baixo potencial de lixiviação e não causaram efeitos ecotóxicos relevantes. As amostras apresentaram boa rigidez unidimensional, permeabilidade razoável e resistência ao corte semelhante a solos granulares densos. Globalmente, os materiais demonstraram desempenho geotécnico e ambiental promissor para aplicação como materiais de construção sustentáveis em obras geotécnicas.

ABSTRACT – The application of circular economy principles has been promoted. Environmental geotechnics may give a relevant contribution to waste and by-products valorisation through the replacement of natural aggregates. In this context, a multidisciplinary evaluation is essential to ensure safety and environmental protection. This study aims to support an informed application of certain types of waste in geotechnical works, complementing the geotechnical perspective with pertinent analyses. The materials studied were incineration bottom ash from municipal solid waste and its mixtures with sand and iron ore tailings. These wastes are abundant, and their management is not consensual. The assessment involved physical, geotechnical, chemical, and ecotoxicological characterization. The waste showed low leaching potential and did not cause relevant ecotoxic effects. The samples exhibited good one-dimensional stiffness, reasonable permeability, and shear strength similar to dense granular soils. Overall, the materials demonstrated geotechnical and environmental potential for use as sustainable construction materials in geotechnical works.

Palavras-chave: escórias de incineração de resíduos sólidos urbanos; rejeitado de mina de ferro, economia circular em obras geotécnicas.

Keywords: municipal solid waste incineration bottom ash, iron ore tailing, circular economy in geotechnical works.

E-mails: bsbandarra@eq.uc.pt (B. Bandarra), lana.sobral@unesp.br (L. Monteiro), guida@eq.uc.pt (M. Quina), pac@dec.uc.pt (P. Coelho)

ORCID: orcid.org/0000-0003-2796-4996 (B. Bandarra), orcid.org/0000-0002-5093-5117 (L. Monteiro), orcid.org/0000-0002-9651-2427 (M. Quina), orcid.org/0000-0001-6078-0393 (P. Coelho)

1 – INTRODUÇÃO

A economia circular tem sido destacada tanto na legislação (e.g., Diretiva 2008/98/CE, Diretiva (EU) 2018/851, Diretiva (EU) 2018/850, Diretiva (EU) 2018/852) como em políticas (e.g., Pacto Ecológico Europeu) relativas a resíduos. Estas iniciativas visam dissociar o crescimento económico da extração de recursos naturais, aumentar a eficiência de recursos e reduzir os impactos negativos dos resíduos na saúde humana e no ambiente. Neste contexto, a Geotecnia Ambiental poderá desempenhar um papel importante na valorização de resíduos em obras geotécnicas. Contudo, a utilização de materiais não convencionais envolve novos desafios, sendo essencial a sua caracterização holística para garantir uma aplicação segura e sustentável. Uma avaliação multidisciplinar é crucial para desenvolver soluções de engenharia eficientes e verdadeiramente sustentáveis, considerando as dimensões técnica, económica e ambiental.

A valorização de escórias de incineração de resíduos sólidos urbanos (RSU) e rejeitados de minas em aplicações geotécnicas sustentáveis poderá ser relevante na transição para uma economia circular. Estes resíduos podem ser classificados como perigosos ou não perigosos (Decisão 2014/955/EU relativa à Lista Europeia de Resíduos) dependendo da sua composição, sendo a segurança ambiental uma preocupação primária.

As escórias são o principal resíduo da incineração de RSU, representando 15-25% dos RSU incinerados (Bandarra et al., 2021; Blasenbauer et al., 2020). Adicionalmente, a incineração reduz o volume e massa dos RSU em 90% e 70% (Chandler et al., 1997; Silva et al., 2019), respetivamente, eliminando de forma eficaz os microrganismos patogénicos. As escórias são produzidas em quantidades relevantes globalmente (Dou et al., 2017). Na União Europeia (UE), Reino Unido, Noruega e Suíça são produzidas aproximadamente 18 Mt/ano de escórias (Blasenbauer et al., 2020). As suas propriedades dependem da composição dos RSU, da tecnologia de incineração, das condições de combustão e da sua gestão (Dou et al., 2017). As escórias são matrizes heterogéneas, e maioritariamente inorgânicas, constituídas por minerais, compostos metálicos, cerâmicas e vidro (Chimenos et al., 1999), apresentando partículas angulares com superfície rugosa (Lynn et al., 2017). A concentração de sais solúveis e metais potencialmente tóxicos pode ser elevada do ponto de vista ambiental (del Valle-zermeño et al., 2014; Luo et al., 2019). A sua distribuição granulométrica é ampla (Dou et al., 2017), sendo a fração mais fina (<4 mm) a que, geralmente, apresenta maiores concentrações de potenciais contaminantes (Alam et al., 2019; Chimenos et al., 1999; Luo et al., 2019; Tang e Steenari, 2016). As escórias frescas são alcalinas (pH 10-13) (Dou et al., 2017; Luo et al., 2019). Todavia, através de envelhecimento natural (armazenamento em pilhas ao ar livre sujeitas às condições ambientais durante 6-20 semanas), o potencial de perigosidade pode ser reduzido (CEWEP, 2019; Maldonado-Alameda et al., 2020a). Neste processo ocorrem reações de oxidação em contacto com o ar, e em particular a reação de carbonatação, formando e hidratando fases minerais e reduzindo o pH para 8-10 (Chimenos et al., 2000; A. Maldonado-Alameda et al., 2020b). A redução do pH pode, consequentemente, reduzir o potencial de lixiviação de metais tóxicos (Chimenos et al., 2000, 2003). Os metais ferrosos e não ferrosos maiores são, geralmente, removidos para reciclagem (Oehmig et al., 2015; Wiles, 1996), melhorando a qualidade das escórias para aplicações em engenharia civil. A gestão dessas escórias difere consideravelmente entre países (Blasenbauer et al., 2020; CEWEP, 2019; Dou et al., 2017). A valorização como material não convencional na engenharia civil, particularmente em aplicações geotécnicas, é uma potencial solução, contribuindo para reduzir a deposição em aterro sanitário e o consumo de recursos naturais. A utilização das escórias como agregado secundário em construções rodoviárias (base, sub-base e aterro) tem sido considerada uma via com grande potencial (Blasenbauer et al., 2020; CEWEP, 2019; Dou et al., 2017). Outras aplicações promissoras incluem a produção de cimento e betão, cerâmica, barreiras acústicas, para *pipe bedding* e preenchimento/restauração de áreas degradadas por atividades extrativas (Blasenbauer et al., 2020; Born e Van Brecht, 2014; CEWEP, 2019; Silva et al., 2019).

Os rejeitados de minas correspondem à fração sólida ou lamas decorrentes dos tratamentos físico-químicos de separação dos minerais valiosos das rochas com menor valor económico (Diretiva 2006/21/CE relativa à gestão dos resíduos de indústrias extrativas). A mineração gera um grande volume anual de rejeitados, constituindo mais de 90% do material mineral extraído (Jamieson, 2011). Este problema tenderá a agravar-se no futuro, devido às maiores necessidades de metais e minerais extraídos por mineração, e porque os depósitos mais ricos foram já explorados. Em 2020, os resíduos provenientes de minas e pedreiras representaram 23,4% dos resíduos gerados na UE (Eurostat., 2024). O minério extraído é sujeito a britagem e moagem para separar os minerais valiosos, produzindo rejeitados com partículas finas. A sua composição geoquímica reflete as propriedades geoquímicas da formação rochosa minerada, variando significativamente entre depósitos minerais (Jamieson, 2011; Xu et al., 2019). A crescente extração mineira coloca desafios à gestão dos rejeitados, geralmente, depositados em barragens ou aterros. Neste âmbito, a deposição de rejeitados pode induzir impactes ambientais através da drenagem ácida de minas e/ou de roturas em barragens de rejeitados (Mei et al., 2022; Nordstrom, 2011; Xu et al., 2019). Assim, a sua valorização poderá ser revelante para mitigar esses impactes, sendo promovida pela Diretiva 2006/21/EC, que incentiva a reciclagem, reutilização ou recuperação de rejeitados não perigosos. É de notar que os impactes ambientais dependem do tipo de depósito explorado. Contudo, algumas aplicações têm sido estudadas, incluindo a utilização na produção de cimento e betão (Adiguzel et al., 2022; Choi et al., 2009), geopolímeros (Krishna et al., 2021) e construção rodoviária (Bastos et al., 2016; Segui et al., 2023). Este material poderá, à semelhança das escórias, apresentar potencial para uso como material não convencional em obras geotécnicas.

Na prática, a mistura destes materiais poderá apresentar vantagens na valorização em aplicações geotécnicas, dadas as suas propriedades físico-químicas, como o pH e a granulometria. Contudo, as suas propriedades geotécnicas devem ser avaliadas relativamente ao potencial para uma aplicação tecnicamente segura na perspetiva da engenharia civil, enquanto a avaliação dos potenciais impactes ambientais também é necessária para salvaguardar a proteção ambiental na utilização de materiais alternativos. Neste contexto, os dados na literatura são reduzidos para os materiais em estudo, particularmente na UE. A escassez de dados é ainda mais evidente no caso da mistura com agregados naturais e entre resíduos. Além disso, as propriedades mecânicas destes resíduos podem variar como resultado da heterogeneidade da sua composição, sendo relevante avaliar amostras de diferentes origens.

Assim, o objetivo deste estudo foi analisar e comparar o potencial de escórias de incineração de RSU, misturas com rejeitados de minas de ferro e misturas com areia para aplicações geotécnicas, através de ensaios geotécnicos e análises complementares menos comuns na geotecnia tradicional. A avaliação incluiu caracterizações física, geotécnica, química e ecotoxicológica para avaliar o desempenho técnico e ambiental dos materiais em estudo numa perspetiva de economia circular.

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 – Materiais

Neste estudo, foram utilizadas duas amostras de escórias submetidas a envelhecimento natural, uma por 3 meses (E3) e outra por 12 meses (E12), provenientes de uma incineradora europeia equipada com tecnologia de queima em massa a temperaturas superiores a 1000 °C. Os metais ferrosos foram previamente removidos por separação magnética na incineradora.

As amostras foram secas à temperatura ambiente do laboratório e armazenadas em recipientes fechados. Os ensaios foram realizados com tamanho de partículas (ϕ) <9,5 mm, exceto os ensaios edométrico e de corte direto, que exigiram partículas com ϕ <2 mm, devido às limitações dimensionais dos equipamentos (anel edométrico: diâmetro=7 cm × altura=1,9 cm; caixa de corte: 10×10×3,7 cm). As subamostras representativas utilizadas nos ensaios foram obtidas com um esquadrelador e, quando necessário, moídas com um moinho de bolas.

Além disso, foram analisadas misturas de E3 com areia de quartzo portuguesa (A), previamente peneirada para $\phi < 2$ mm. As proporções testadas foram de 90%:10% (E3-A10) e 60%:40% (E3-A40) em ensaios geotécnicos. A10 e A40 referem-se às diferentes proporções de areia utilizadas nas misturas com E3.

Paralelamente, foram estudadas misturas de E12 com rejeitados de minas de ferro (RF) numa proporção de 90%:10% (E12-RF), numa abordagem conservadora relativamente à proporção de rejeitados, com vista a avaliar os impactos ambientais e técnicos da sua adição às escórias.

As amostras analisadas foram as estudadas por Bandarra et al. (2024) e Coelho e Camacho (2024), tendo sido realizada alguma caracterização previamente. A amostra de RF foi obtida no depósito de ferro (Fe) de Torre de Moncorvo (norte de Portugal), que é um dos maiores depósitos de Fe da Europa. Este tipo de rejeitados de minas é o mais abundante a nível mundial. As amostras deformadas foram recolhidas à superfície, em áreas com maior quantidade aparente de ferro. As amostras foram secas ao ar em laboratório e armazenadas.

Os eluatos para análises químicas e ecotoxicológicas obtiveram-se conforme a norma EN 12457-2, que prevê lixiviação numa relação líquido/sólido (L/S) de 10 L/kg com água destilada, em agitação durante 24 h, seguida de filtração com membrana de 0,45 μ m. Para tal, a fração de escórias com $4 < \phi < 9,5$ mm foi moída e, posteriormente, misturada com a fração com $\phi < 4$ mm.

2.2 – Análise geotécnica

2.2.1 – Propriedades físicas e de identificação

As distribuições granulométricas foram determinadas por peneiração por via seca ($\phi \geq 2$ mm), peneiração por via húmida ($0,075 \leq \phi < 2$ mm), segundo a norma ASTM D6913, e sedimentação ($\phi < 0,075$ mm), segundo a norma ASTM D7928.

A densidade das partículas sólidas (G) foi determinada por picnometria, com base na norma ASTM D854-14 sendo cada ensaio realizado em triplicado. No caso das escórias, a densidade foi avaliada em diferentes frações ($\phi < 0,425$ mm, $0,425 < \phi < 2$ mm e $2 < \phi < 9,5$ mm), para identificar potenciais efeitos da heterogeneidade das partículas. No caso das misturas, foi calculada a média ponderada das medições para os materiais utilizados.

O limite de liquidez (LL) foi determinado pelo método do cone penetrómetro, seguindo a norma BS 1377-2:1990 ($\phi < 0,425$ mm). Esta metodologia foi escolhida por ser mais eficaz na análise de materiais de baixa plasticidade, quando comparada com o método da concha de Casagrande. O limite de plasticidade (LP) foi determinado com base na norma ASTM D4318-17e1 ($\phi < 0,425$ mm). Ambos os ensaios foram realizados em triplicado.

2.2.2 – Ensaio de Proctor modificado

O ensaio Proctor modificado foi realizado com base na norma ASTM D1557-12(2021), usando um molde pequeno e uma energia de compactação elevada, para analisar o potencial para aplicações geotécnicas envolvendo compactação (ex., aterros rodoviários). Um ensaio foi realizado para cada amostra. Os valores obtidos para E3 foram admitidos para a compactação de E3-A10, dado que foi considerado que os resultados não seriam significativamente afetados pela baixa percentagem de areia adicionada. Igualmente, os valores obtidos para E12 foram admitidos para E12-RF dada a baixa percentagem de rejeitado. Além disso, qualquer dos materiais adicionados são não plásticos ou possuem baixa plasticidade. De facto, valores semelhantes foram reportados na literatura (Lee e Nicholson, 1997) para escórias e uma mistura de escórias com rejeitados de uma pedreira de basalto, na proporção 90%:10% relativamente ao $w_{ótimo}$ e ao $\gamma_{dmáx}$, sugerindo que a baixa percentagem de rejeitados não tem um impacto significativo na compactação das escórias, tal como foi assumido neste trabalho. O teor de água ótimo, $w_{ótimo}$, (sendo o teor de água calculado como o quociente entre

a massa de água e a massa seca a 105 °C por 24 h) e o peso volúmico seco máximo, $\gamma_{dm\acute{a}x}$, foram determinados pelo máximo da curva de compactação obtida nos ensaios.

2.2.3 – Ensaio edométrico

A compressibilidade unidimensional das amostras foi avaliada por ensaios edométricos realizados com base na norma ASTM D2435–04 em triplicado. As amostras foram preparadas por compactação, utilizando um teor em água igual ao $w_{ótimo}$ obtido no ensaio de Proctor modificado. O material foi compactado em três camadas no anel rígido do edómetro (dentro do molde de Proctor), aplicando uma energia específica semelhante à do Proctor. No decorrer do ensaio, foram aplicados ciclos de carga/descarga vertical obtendo-se diferentes tensões efetivas verticais (σ'_v). Durante a fase de carga, aplicaram-se sequencialmente σ'_v de 1,4 kPa, 8,5 kPa, 16 kPa, 30 kPa, 58 kPa, 114 kPa, 227 kPa, 452 kPa e 1016 kPa (carga). Na descarga intermédia, os valores seguiram a sequência de 227 kPa, 58 kPa, 16 e kPa. A recarga foi realizada com σ'_v sequenciais de 58 kPa, 227 kPa e 1016 kPa, seguida por nova carga com 2143 kPa e 4398 kPa. Finalmente, na descarga final, aplicaram-se σ'_v de 1016 kPa, 227 kPa, 58 kPa, 8,5 kPa, e 1,4 kPa. As cargas foram alteradas quando verificada a estabilização dos assentamentos. As amostras foram submersas sem alteração de carga durante 24 h após aplicação de $\sigma'_v=58$ kPa e o ensaio prosseguiu com as amostras saturadas, de modo a avaliar o comportamento do material quando sujeito a um processo de saturação. O índice de vazios (e) foi determinado para cada σ'_v através das Equações 1 e 2:

$$e_0 = \frac{G \times \gamma_w \times (1 + w)}{\gamma} - 1 \quad (1)$$

$$e = e_0 + \frac{\Delta h \times (1 + e_0)}{h_0} \quad (2)$$

onde: e_0 – índice de vazios inicial; G – densidade das partículas sólidas; γ_w – peso volúmico da água (= 9,81 kN/m³); γ – peso volúmico (kN/m³); Δh – assentamento vertical da amostra (mm); h_0 – altura inicial da amostra no anel edométrico (mm).

A média de G para $\phi < 2$ mm foi considerada para E12 (e E12-RF dada a sua heterogeneidade, enquanto a média total de G foi considerada para E3 (e suas misturas com areia). Os índices de compressão (C_c) e recompressão (C_r) foram obtidos, respetivamente, a partir do declive das linhas virgem e de recompressão nos gráficos e - $\log \sigma'_v$. O coeficiente de consolidação (C_v) foi estimado pelo método de Taylor aplicado aos resultados obtidos para $\sigma'_v=452$ kPa (Equação 3), tendo sido o coeficiente de permeabilidade (k) calculado a partir deste (Equação 4):

$$C_v = \frac{0.848 \times d^2}{t_{90}} \quad (3)$$

$$k = C_v \times \gamma_w \times m_v \quad (4)$$

onde: d – percurso máximo de drenagem ($= \frac{h_0}{2}$); t_{90} – tempo para um grau de consolidação de 90%; m_v – coeficiente de compressibilidade volumétrica.

2.2.4 – Ensaio de corte direto

A norma ASTM D3080 foi seguida para avaliar a resistência ao corte das amostras pelo ensaio de corte direto, o qual é frequentemente utilizado na engenharia rodoviária e de aterros para uma avaliação rápida dado a sua eficácia e conveniência (Lin et al., 2012). As amostras foram

compactadas em 3 camadas diretamente na caixa de corte com o $W_{ótimo}$, aplicando uma energia específica igual à do ensaio de Proctor Modificado, embora fazendo o pilão cair sobre um cubo de ferro sobre as amostras, devido à geometria da caixa de corte. Coincidências entre os limites das camadas e o plano de corte imposto foram evitadas. Foram realizados três ensaios com cada material aplicando $\sigma'_v (= \sigma'_n)$ de 50, 100 e 200 kPa, com uma velocidade de corte de 0,6 mm/min, a qual foi considerada baixa o suficiente para garantir a drenagem completa da amostra durante o corte. Tal hipótese foi avaliada através de um ensaio com escórias conduzido com $\sigma'_v = 100$ kPa e uma velocidade de corte de 0,01 mm/min. A coesão (c') e o ângulo de resistência ao corte (φ') referentes à envolvente de rotura de Mohr-Coulomb foram determinados através da análise da regressão linear das tensões normais e de corte referentes à rotura (pico e residual) para os diferentes valores de σ'_v , conforme Equação 5:

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \times \operatorname{tg} \varphi' \quad (5)$$

onde: τ_f – tensão de corte na rotura (“*failure*”); σ'_f – tensão normal efetiva na rotura; c' – coesão em termos de tensão efetiva; φ' – ângulo de resistência ao corte em termos de tensão efetiva.

A deformação vertical foi obtida através da variação da altura das amostras (Δh) normalizada pela altura inicial (h_0). No cálculo do índice de vazios, em a média de G para $\phi < 2$ mm foi considerada para E12 (e E12-RF), enquanto a média total de G foi considerada para E3 (e misturas com areia).

2.2.5 – Ensaio triaxial

A amostra E12 foi analisada com um ensaio triaxial realizado, após consolidação isotrópica, em condições de corte drenado (CID), com base na norma ASTM D7181–20, de modo a avaliar o comportamento tensão-deformação do material. A amostra foi compactada com o $W_{ótimo}$ e com energia específica semelhante ao ensaio de Proctor Modificado. As amostras foram testadas numa razão altura:diâmetro de 2:1, com uma altura de 20 cm e um diâmetro de 10 cm. No triaxial, as amostras foram previamente saturadas, verificando-se um coeficiente B de Skempton superior a 0,95 em qualquer caso. A consolidação isotrópica ocorreu sob uma tensão efetiva de confinamento de 125 kPa, com uma contrapressão de 400 kPa. Posteriormente, o corte ocorreu a uma taxa de deformação vertical de 0,035 mm/min. O círculo de Mohr no plano τ - σ'_n foi obtido a partir das tensões efetivas principais máxima e mínima (σ'_1 e σ'_3). O comportamento tensão-deformação (q - ϵ_a) foi avaliado a partir do módulo de Young (E), nomeadamente o E_0 , relativo a muito pequenas deformações, o E_{50} , correspondente a 50% da tensão deviatórica máxima, e o E_r , correspondente à tensão deviatórica máxima. A degradação da rigidez com a deformação axial foi ainda analisada no gráfico E - ϵ_a . Finalmente, o coeficiente de permeabilidade (k ; em m/s) foi calculado a partir da lei de Darcy considerando um fluxo vertical de água induzido por carga hidráulica constante na amostra, medindo o caudal percolado e a área transversal da amostra, considerando a sequência de Equações 6 a 10:

$$\Delta H = \frac{\Delta u}{\gamma_w} \quad (6)$$

$$i = \frac{\Delta H}{L} \quad (7)$$

$$Q = \frac{\Delta V}{\Delta t} \quad (8)$$

$$v = \frac{Q}{A} \quad (9)$$

$$k = \frac{v}{i} \quad (10)$$

onde: v – velocidade de percolação (m/s); i – gradiente hidráulico; Q – caudal percolado (m³/s); A – área da seção transversal (m²); ΔV – volume de água que atravessa a amostra (m³); Δt – variação de tempo; ΔH – carga hidráulica (m); L – distância de fluxo relativa a ΔH (altura da amostra; m); Δu – variação da pressão nos poros relativa a ΔH (kPa); γ_w – peso volúmico da água.

2.3 – Estudo de possíveis impactes ambientais

2.3.1 – Análise química

A humidade e os sólidos voláteis foram determinados com base no Método EPA 1684 (EPA, 2001), i.e., a humidade foi determinada a 105 °C durante 24 h (quociente entre a massa da água e a massa total da amostra antes da secagem) e os sólidos voláteis (SV) foram depois obtidos a 550°C durante 2 h (assumindo SV como estimativa da matéria orgânica, MO). O pH e a condutividade elétrica (CE) foram medidos nos eluatos com um analisador multiparamétrico Consort C1020. A concentração elementar das matrizes sólidas e dos seus eluatos foram determinadas por espectrometria de absorção atómica em chama (*flame spectrometry atomic absorption*, FAAS) e espectrometria de massa com plasma indutivamente acoplado (*inductively coupled plasma mass spectrometry*, ICP-MS). Relativamente às matrizes sólidas, realizou-se uma digestão ácida assistida por micro-ondas (amostras moídas: $\phi < 0,075$ mm) segundo o Método EPA 3051 A, usando um Sistema de Digestão por Micro-ondas TRANSFORM 680 (Aurora Instruments). As análises através da FAAS foram realizadas no equipamento Analytikjena ContraAA 300 e software Aspect CS 2.1.1.0 Tech, enquanto as análises através de ICP-MS foram no espectrómetro Thermo Elemental X-series. Os cloretos e os sulfatos nos eluatos de escórias foram analisados por cromatografia iónica com um equipamento Dionex ICS 5000+. As análises químicas foram realizadas em triplicado.

2.3.2 – Análise ecotoxicológica

A ecotoxicidade dos eluatos das amostras foi analisada através do teste de inibição da bioluminescência com *Aliivibrio fischeri*. Este teste mede e compara a emissão de luz das bactérias em contacto com as soluções de teste e em contacto com o controlo. O ensaio foi realizado conforme a norma ISO 11348-2/2007, em duplicado. Para tal, foi utilizado um controlo não tóxico (solução de NaCl a 2%) e foram testados eluatos em diferentes concentrações (%v/v) obtidas por diluição com água destilada. Os eluatos foram testados com pH natural. No ensaio utilizou-se o equipamento LUMISTox 300 e kits da Dr LANGE. O ajuste osmótico das soluções requerido pela norma foi obtido pela adição de NaCl sólido. As inibições de bioluminescência foram medidas após 15 e 30 min de exposição ao controlo e às soluções de teste. A concentração efetiva mediana (*median effective concentration*, EC₅₀) que causa 50% de inibição do parâmetro biológico analisado foi considerada como referência ecotoxicológica. O critério considerado para classificar os resíduos como ecotóxicos foi EC₅₀ ≤ 10% dado que tem sido frequentemente proposto para classificar a ecotoxicidade de resíduos (Hennebert, 2018). O teste não paramétrico de Kruskal-Wallis H foi utilizado para analisar os efeitos estatisticamente significativos dos eluatos sobre os organismos de teste ($p < 0,05$), uma vez que o pressuposto de homocedasticidade da abordagem paramétrica (one-way ANOVA) não se verificou (teste de Levene; $p < 0,05$).

3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 – Análise geotécnica

3.1.1 – Propriedades físicas e de identificação

As amostras de escórias (E3 e E12) apresentaram uma granulometria extensa (Figura 1), tal como esperado (Lynn et al., 2017). Contrariamente, os RF apresentaram uma granulometria mais uniforme, exibindo um $C_u=2.9$, que se encontra na gama encontrada para materiais semelhantes (Hu et al., 2017). Os RF são compostos, maioritariamente, por partículas finas, tal como esperado (Bastos et al., 2016). Todas as amostras exibiram um índice de plasticidade (IP) baixo (Quadro 1), o que está de acordo com outros estudos da literatura que indicam um comportamento de baixa plasticidade ou não plástico para escórias (Forteza et al., 2004; Spreadbury et al., 2021) e para rejeitados de minas de ferro (Hu et al., 2017). Consequentemente, a mistura E12-RF apresentará também baixa plasticidade, o que representa uma vantagem para a sua aplicação em construção rodoviária e ferroviária, dado que existirá menor potencial para expansão (Sridharan e Gurtug, 2004), sendo favorável em termos de compressibilidade e resistência. De facto, Monteiro et al. (2024) reportaram um IP = 4,4 % para E12-RF na mesma proporção que a amostra testada neste estudo. Com base na norma ASTM D 2487 utilizada na classificação dos materiais, a areia é mal graduada (SP), as E3 assemelham-se a areia mal graduada com silte (SP-SM), as E12 a areia bem graduada com silte (MW-SM) e os RF a areia siltosa a areia argilosa (CL-ML). A mistura de E3 com areia bem como de E12 com RF permite alargar a distribuição granulométrica dos materiais. As granulometrias das misturas podem ser encontradas em Bandarra et al. (2024), no caso da areia, e em Monteiro et al. (2024) no caso dos rejeitados.

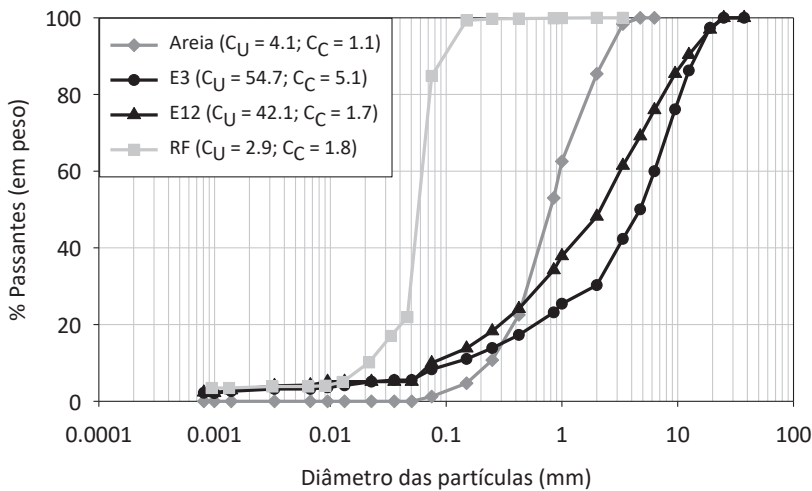


Fig. 1 – Distribuição granulométrica e coeficientes de uniformidade e curvatura da areia, E3, E12 (Bandarra et al., 2024) e RF.

O G obtido para as diferentes frações de E3 foi semelhante entre si e ao da gama típica para areias (2,65–2,67) (Oyediran e Enya, 2021), enquanto o das E12 diferiu, traduzindo a origem e heterogeneidade das partículas (Quadro 2). Contudo, os valores do G médio para E3 (2,62) e E12 (2,80) foram consistentes com os valores da literatura para escórias no geral (1,2–2,8)

(Lynn et al., 2017). Os RF apresentaram um G superior (Quadro 2), como seria expectável, dada a sua elevada composição em Fe, cuja densidade na forma metálica é aproximadamente 8. Na literatura, podem encontrar-se valores de G menores para materiais semelhantes a RF dada a maior eficiência dos métodos para separação do minério de ferro nessas minas (Hu et al., 2017). O material analisado no presente estudo foi produzido há cerca de 50 anos, utilizando processos industriais menos eficazes que os métodos mais recentes. Os valores de G estimados para as misturas de E3 com areia, nomeadamente E3-A10 (G=2,62) e E3-A40 (G=2,61), foram semelhantes aos da areia, enquanto foi estimado um G superior para a mistura E12-RF (= 2,98). Todos os valores estiveram de acordo com a gama esperada para a maioria dos solos (2,60–2,80) (Ameratunga et al., 2016), exceto o obtido para E12-RF que foi um pouco superior.

Quadro 1 – Características de plasticidade determinadas para E3 (Bandarra et al., 2024), E12 (Bandarra et al., 2024) e RF (Coelho e Camacho, 2024).

Parâmetro	E3	E12	RF
LL (%)	46,2	40,2	19,4
PL (%)	42,5	35,9	14,7
IP (%)	3,7	4,3	4,7

Quadro 2 – Densidade das partículas sólidas de diferentes frações granulométricas das amostras de escórias (Bandarra et al., 2024) e das amostras totais de areia (Bandarra et al., 2024) e rejeitados (obtidas neste estudo).

ϕ (mm)	E3	E12	Areia	RF
< 0,425	2,63 ± 0,02	2,57 ± 0,07	-	-
0,425 – 2	2,66 ± 0,01	2,64 ± 0,11	-	-
2 – 9.5	2,56 ± 0,0004	3,19 ± 0,51	-	-
Amostra total	-	-	2,60 ± 0,12	4,61 ± 0,07

3.1.2 – Compactação: Proctor modificado

As curvas de compactação obtidas neste ensaio apresentam um comportamento qualitativamente semelhantes ao de geomateriais convencionais, nomeadamente os geralmente utilizados em aterros, com um ponto ótimo de compactação bem definido (Figura 2). Os resultados são apresentados sem qualquer tentativa de definir uma única curva que represente os pontos obtidos experimentalmente, de modo a destacar a forma da curva de compactação obtida para estes materiais não convencionais. No caso da mistura E3-A40, a adição de areia relativamente uniforme às escórias parece influenciado ligeiramente a forma da curva de compactação (Figura 2a), dado que as areias uniformes apresentam curvas de compactação sem um pico bem definido. Ainda assim, nesta mistura foi obtido um menor teor de água ótimo e um maior peso volúmico seco neste caso (Quadro 3), indicando uma melhor compactação. Este comportamento está provavelmente relacionado com a redução relativa da fração fina e mais plástica (Yusoff et al., 2017), bem como com a ampliação da distribuição granulométrica. Da mesma forma, a amostra E12 apresentou melhor compactação em comparação com E3 (Quadro 3). Os resultados obtidos são consistentes com a literatura. No caso das escórias, são reportados $w_{ótimo}$ na gama de 9,6-20% e $\gamma_{dmáx}$ de 11,8-18 kN/m³ (Chandler et al., 1997; Lynn et al., 2017). Entre todos os materiais analisados, os RF foram os que apresentaram um menor $w_{ótimo}$ e um maior $\gamma_{dmáx}$ (Quadro 3). O valor elevado de $\gamma_{dmáx}$, nesse

caso, resulta da presença de ferro, o qual causa um aumento significativo de G (Quadro 2) e uma alteração pouco comum da curva de saturação (Figura 2b). A redução do teor de água ótimo deve antes resultar da própria composição das partículas do RF. Wagner et al. (2023) realizaram o ensaio de Proctor modificado com rejeitados de minas de ferro do Brasil, obtendo $w_{ótimo}=10\%$ e $\gamma_{dmáx}=20,2 \text{ kN/m}^3$. Bastos et al. (2016) reportaram valores próximos aos aqui encontrados, nomeadamente um $w_{ótimo}=10\%$ e $\gamma_{dmáx}=25 \text{ kN/m}^3$ para rejeitados de ferro testados com o ensaio de Proctor modificado.

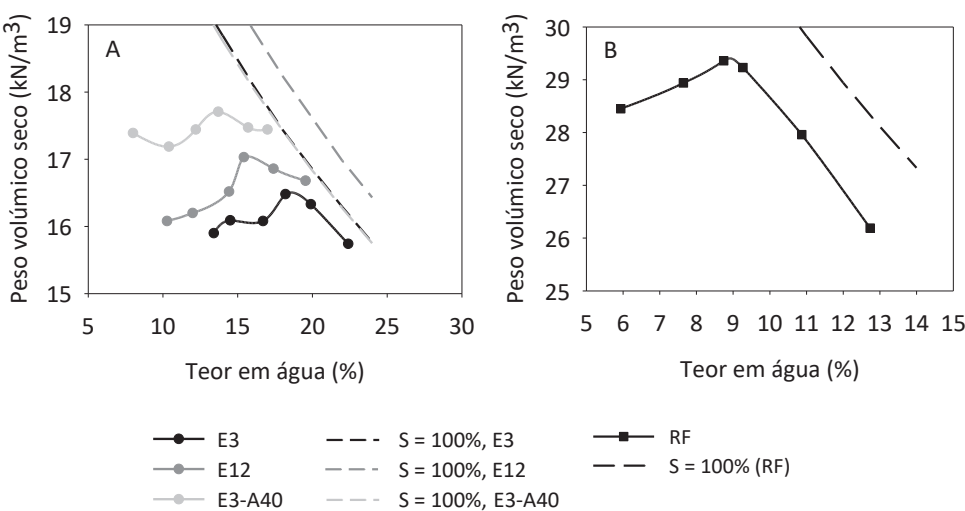


Fig. 2 – Curvas de compactação obtidas através do ensaio de Proctor modificado. A) E3, E12 e E3-A40 (Bandarra et al., 2024); B) RF (Coelho e Camacho, 2024). S – Grau de saturação.

Quadro 3 – Teor de água ótimo e peso volúmico seco máximo na compactação dos materiais em estudo.

Condições de compactação ótima	E3	E3-A40	E12	RF
$w_{ótimo}$ (%)	18,2	13,7	15,4	9,0
$\gamma_{dmáx}$ (kN/m³)	16,5	17,7	17,0	29,3

3.1.3 – Compressibilidade unidimensional: Ensaio edométrico

As curvas de compressibilidade unidimensional representadas na Figura 3 sugerem não parece ter existido esmagamento significativo das partículas das diferentes amostras, uma vez que as curvas $e-\log \sigma'_v$ não exibem variações abruptas (Zamani e Badv, 2019). Após submersão em água, as amostras não expandiram, enquanto um colapso muito ligeiro foi detetado em todas as amostras, o qual não deve ter implicações negativas no campo. E12 apresentou um e_0 superior ao de E3, possivelmente relacionado com as dificuldades de preparação destas amostras complexas ou com a heterogeneidade das amostras de escórias. Relativamente aos valores de C_c , calculados para as tensões mais elevadas utilizadas nos ensaios (Quadro 4), foram obtidos valores semelhantes para E12, E3 e E3-A10,

provavelmente devido à pequena proporção de areia na mistura, embora a mistura tenha apresentado um valor ligeiramente inferior. Por outro lado, um valor algo menor foi encontrado para E3-A40, indicando a menor compressibilidade desta amostra, porventura devido à maior proporção de areia. O valor de C_c de E12-RF foi inferior ao de E12, indicando que a adição dos rejeitados reduziu a compressibilidade das escórias. O valor de C_c de E12-RF foi, na verdade, próximo ao de E3-A40, ainda que algo inferior. Assim, E12-RF foi a amostra menos compressível entre todas as testadas. A relação C_r/C_c de todas as amostras esteve dentro da gama típica para solos (1/10–1/5) (Ameratunga et al., 2016), encontrando-se valores entre 1/6 e 1/8. Mesri e Vardhanabhuti (2009) reportaram C_c numa gama entre 0,002 e 0,02 para areia de quartzo testada com $\sigma'_v=0,001\text{--}5$ MPa. O valor de C_c , quando obtido por esses autores para uma tensão máxima próxima da do presente trabalho, é ligeiramente superior aos valores encontrados para as amostras deste estudo. Gupta et al. (2021), por seu lado, estimaram $C_c = 0,04\text{--}0,07$ para escórias indianas. Os valores inferiores encontrados para esse estudo poderão estar relacionados com a σ'_v máxima aplicada de 0,8 MPa, a qual é inferior às deste estudo. De facto, considerando σ'_v mais próximas a essa (0,5–1 MPa) para o cálculo de C_c , um valor de 0,075 seria obtido para E12e de 0,121 para E3, indicando compressibilidades ligeiramente superiores ao do estudo referido. Li e Coop (2019) estimaram $C_c=0,189\text{--}0,380$ para rejeitados de ferro da China com σ'_v máximas entre 7,1 e 19,8 MPa, apresentando uma compressibilidade superior à encontrada neste estudo para a mistura E12-RF. É de notar, ainda, que a geoquímica do local pode contribuir para variações na compressibilidade.

Observou-se uma consolidação relativamente rápida após a aplicação de cada carga para todas as amostras, como se esperaria face às suas características de baixa plasticidade. De facto, o coeficiente de permeabilidade das escórias e suas misturas com areia e rejeitados variou entre $4,18 \times 10^{-7}$ e $8,41 \times 10^{-6}$ m/s, valores que superam muito os exibidos por argilas usualmente testadas no ensaio edométrico. Dada a relativamente elevada permeabilidade da areia, C_v e k aumentaram com o aumento da sua proporção nas misturas com escórias E3 (Quadro 4). E12 apresentaram uma permeabilidade superior à de E3, o que poderá ser justificado pela relação encontrada por Raju et al. (1995) que se traduz no aumento de k com a diminuição do limite de liquidez. Além disso, E12 apresentou maior permeabilidade comparativamente a E12-RF, o que deverá dever-se à granulometria mais fina dos rejeitados. Sormunen e Rantsi (2015) estimaram $k=10^{-5}\text{--}10^{-7}$ m/s para escórias da Finlândia, consistente com os valores aqui reportados. Igualmente, um estudo com rejeitados de minas de ferro (Hu et al., 2017) também encontrou k na gama $10^{-7}\text{--}10^{-6}$ m/s. Globalmente, a permeabilidade de todas as amostras foi semelhante à típica de areia fina/siltos soltos, da ordem de 10^{-7} a 10^{-5} m/s) (Das, 2019), representando permeabilidades razoáveis para aplicação.

Apesar do esforço na reconstituição das amostras, o γ_d das amostras compactadas variou entre amostras e comparativamente aos valores do ensaio de Proctor (Quadro 5). Diferentes fatores podem ter contribuído para estes resultados, incluindo a heterogeneidade das amostras (particularmente com escórias), os diferentes tamanhos de partículas testados nos dois ensaios, e diferenças entre os processos de compactação. Os resultados traduzem alguma dificuldade em preparar as amostras em condições ótimas, tendo-se optado, contudo por manter um critério objetivo de, em cada caso, utilizar a energia de compactação correspondente à utilizada no ensaio de Proctor Modificado. Contudo, é de destacar que foram deste modo produzidas amostras com um comportamento menos rígido nos ensaios edométricos, pelo que os resultados obtidos podem ser vistos como conservadores. É de referir que os valores obtidos na compactação de E3 e E3-A10 foram próximos, assim como os de E12 e E12-RF, indicando que a adição às escórias de areia e rejeitados, respetivamente, não teve um efeito significativo na sua compactação.

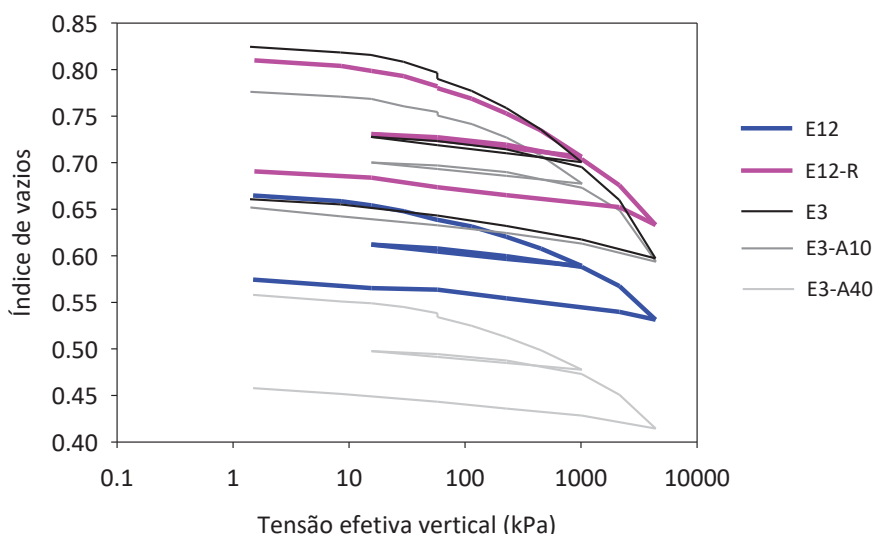


Fig. 3 – Índice de vazios em função da tensão vertical efetiva obtido para as diferentes amostras no ensaio edométrico.

Quadro 4 – Resultados obtidos no ensaio edométrico com os materiais em estudo.

Parâmetros	E3	E3-A10	E3-A40	E12	E12-RF
C_c	0,178	0,174	0,141	0,173	0,137
C_r	0,022	0,025	0,024	0,022	0,024
C_v (m ² /dia)	114	115	236	1419	136
k (m/s)	$4,18 \times 10^{-7}$	$6,58 \times 10^{-7}$	$1,34 \times 10^{-6}$	$8,41 \times 10^{-6}$	$6,98 \times 10^{-7}$

Quadro 5 – w e γ_d determinados para a compactação das amostras preparadas para o ensaio edométrico.

Parâmetro	E3	E3-A10	E3-A40	E12	E12-RF
w (%)	19,6	19,7	16,0	17,6	18,0
γ_d (kN/m ³)	13,3	14,2	14,3	15,3	15,2

3.1.4 – Resistência ao corte

3.1.4.1 – Ensaio de corte direto

As curvas tensão-deformação observadas nos vários ensaios são típicas de materiais compactados e são semelhantes à curva da Figura 4 ($v = 0.6$ mm/min). Os resultados do teste adicional realizado a uma velocidade de corte muito inferior para avaliar a existência de drenagem completa no caso das escórias mostraram uma resposta muito semelhante ao realizado a velocidade superior. Assim, confirma-se que não devem ter existido efeitos de geração de excesso de pressão

nos poros nos ensaios realizados (Figura 4) e, logo, a drenagem total foi verificada durante a fase de corte, tal como antecipado.

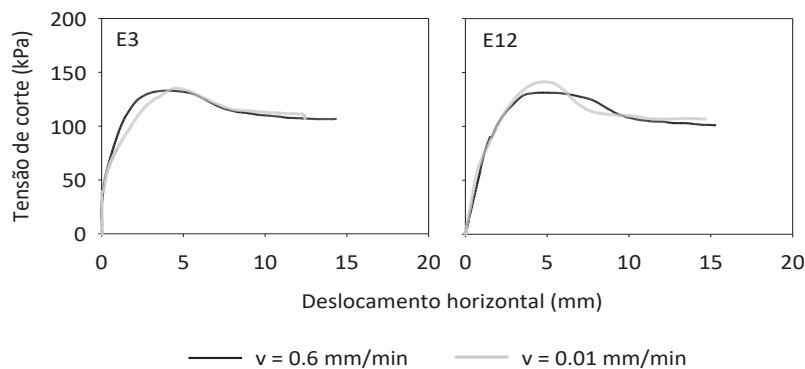


Fig. 4 – Efeito da velocidade no comportamento tensão-deformação para $\sigma'_v = 100$ kPa em E3 e E12 (Bandarra et al., 2024).

Os valores de γ_d após compactação das amostras na caixa de corte (Quadro 6) diferiram dos valores obtidos no ensaio de Proctor, sendo mesmo inferiores aos determinados no ensaio edométrico. A adaptação do método de compactação à geometria do equipamento deverá ter contribuído para as diferenças encontradas, incluindo alguma dissipação de energia de compactação por ter sido aplicada carga sobre um cubo de ferro. As amostras analisadas neste ensaio são, também, menos densas do que as do ensaio de Proctor e, logo, os resultados devem ser também conservadores.

Quadro 6 – w e γ_d determinados para a compactação das amostras preparadas para o ensaio de corte direto.

Parâmetro	E3	E3-A10	E3-A40	E12	E12-RF
w (%)	$19,4 \pm 0,01$	$17,9 \pm 0,01$	$13,6 \pm 0,005$	$15,8 \pm 0,002$	$15,9 \pm 0,004$
γ_d (kN/m ³)	$12,5 \pm 0,7$	$12,9 \pm 0,1$	$14,0 \pm 0,3$	$12,9 \pm 0,0$	$14,0 \pm 0,1$

A representação, no plano de Mohr, das tensões de corte relativas às condições de pico (τ_{pico}) e residuais (τ_{residual}) em função de σ'_n (Figura 5) permitiram estimar os parâmetros da resistência ao corte (Quadro 7) através de regressões lineares para cada amostra. O aumento da proporção de areia nas misturas reduziu ligeiramente a coesão de E3 em condições de pico, possivelmente influenciada pelo menor impacto das partículas alongadas das escórias que poderão intersear o plano de corte imposto. Por outro lado, o ângulo de resistência ao corte de pico não foi influenciado significativamente pela adição de areia. A amostra E12, por sua vez, exibiu a menor coesão e o maior ângulo de atrito. A adição de rejeitados às escórias na mistura E12-RF aumentou consideravelmente os valores de c'_{pico} e de c'_{residual} , possivelmente devido à angularidade das partículas, enquanto o ϕ' obtido foi ligeiramente inferior na mistura. Apesar de se esperar coesão nula para materiais granulares não cimentados, os resultados sugerem a existência de alguma coesão nos materiais ensaiados. Ainda que tal possa resultar em parte da existência de partículas alongadas, sobretudo nas escórias, tais valores devem resultar sobretudo do facto de a envolvente de rotura de Mohr-Coulomb ser não linear para tensões mais baixas, nomeadamente para materiais granulares densos. Neste caso, tal coesão não terá um real significado físico. Por outro lado, nem sempre é

fácil atingir o estado residual no ensaio de corte direto, o que pode também ter, de certa forma, influenciado os resultados obtidos nesta condição.

Os resultados obtidos para todas as amostras são consistentes com os obtidos por Gupta et al. (2021), que reportaram ϕ'_{pico} e ϕ'_{residual} nas gamas de $43,3^{\circ}$ – $49,7^{\circ}$ e $36,5^{\circ}$ – $40,3^{\circ}$, respetivamente. Estes valores foram obtidos por ensaios com σ'_n igual a 100, 200 e 400 kPa (semelhantes à deste estudo) para escórias em condições secas. Muhunthan et al. (2004), por sua vez, obtiveram $c'_{\text{pico}}=7,7$ kPa, inferior às aqui determinadas, e $\phi'_{\text{pico}}=50,7^{\circ}$, ligeiramente superior aos resultados deste estudo, aplicando σ'_n de 5,5, 11 e 16,2 kPa em escórias compactadas com o teor ótimo em água (ensaio de Proctor modificado). Os resultados desses autores provavelmente refletiram o facto de terem sido obtidos na parte não linear da envolvente de rotura para tensões muito reduzidas. Por outro lado, Jiang et al. (2019) ensaiaram rejeitados de ferro, aplicando σ'_n de 100, 200, 300, 400 kPa, e estimaram $c'=12,3$ kPa e $\phi'=31,7^{\circ}$. Este valor de ϕ' é inferior ao que é geralmente obtido para escórias. Os resultados obtidos para a mistura E12-RF são consistentes com esses dados. Ainda assim, as escórias encontram-se presentes em maior proporção na mistura e parecem ter uma maior influência no comportamento das misturas. De modo geral, os valores de ϕ' estimados para as amostras deste estudo encontraram-se na gama dos valores de pico e superiores aos valores em condições residuais para solos granulares densos de 30° – 48° e 26° – 36° , respetivamente (Sivakugan, 2011). Este resultado esteve provavelmente associado à rugosidade e irregularidade das partículas. Portanto, todas as amostras exibiram boa resistência ao corte em condições de pico e residuais, semelhante ao de materiais tipicamente usados em obras geotécnicas, por exemplo, em obras rodoviárias. Assim, no que toca à resistência ao corte, os resultados mostraram potencial para as escórias serem não só utilizadas em misturas com areias, mas também individualmente e em mistura com rejeitados, maximizando a valorização de resíduos em aplicações com compactação pesada.

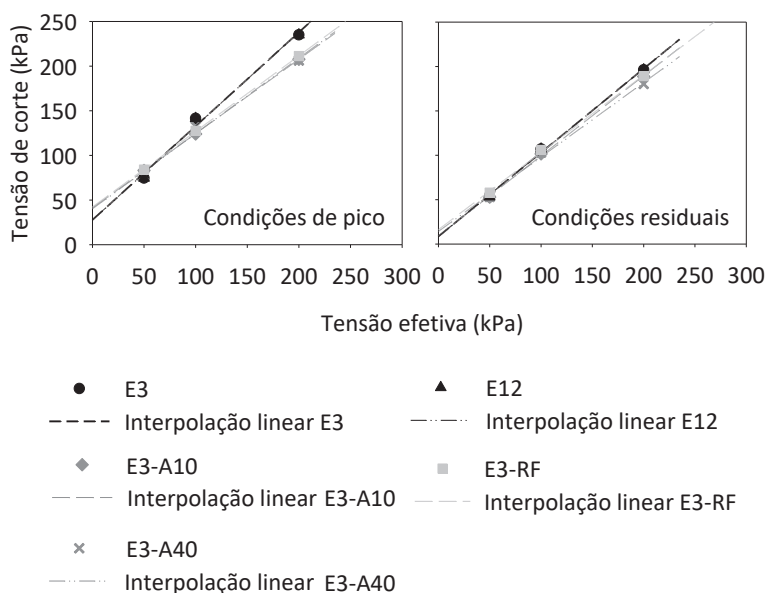


Fig. 5 – Envolventes de rotura de Mohr-Coulomb para as amostras E3, E3-A10, E3-A40, E12 (Bandarra et al., 2024) e E12-RF nas condições de pico e condições residuais.

Quadro 7 – Parâmetros de resistência ao corte obtidos no ensaio de corte direto realizado com as E3, E3-A10, E3-A40, E12 (Bandarra et al., 2024) e E12-RF.

Amostra	c'_{pico} (kPa)	Φ'_{pico} (°)	c'_{residual} (kPa)	Φ'_{residual} (°)
E3	46	40	19	42
E3-A10	41	40	9	42
E3-A40	40	40	14	40
E12	28	46	9	43
E12-RF	42	40	16	41

3.1.4.2 – Ensaio triaxial

A amostra E12 foi também testada no ensaio triaxial, exibindo uma resistência ao corte ligeiramente acima da obtida no ensaio de corte direto para a mesma amostra e nível de tensões efetivas utilizado no triaxial e, logo, para E12-RF em condições de pico (Figura 6a). Contudo, as diferenças encontradas não são significativas. Seria expectável que os resultados do ensaio de corte direto indicassem uma maior resistência ao corte, uma vez que o plano de corte é imposto (e no triaxial é o mais fraco), mas foi obtido um melhor comportamento de compactação na preparação da amostra para o ensaio triaxial ($w_{\text{ótimo}} = 15,4\%$ e $\gamma_{\text{dmáx}} = 16,28 \text{ kN/m}^3$), o que explica o ligeiro aumento da resistência encontrada. Adicionalmente, foram utilizadas partículas com $\phi < 9,5 \text{ mm}$ no ensaio triaxial, enquanto no ensaio de corte direto testaram-se partículas com $\phi < 2 \text{ mm}$, devido às dimensões das amostras permitidas pelos equipamentos, contribuindo porventura para uma maior resistência ao corte no primeiro caso, pelo que estas comparações devem ser realizadas com as devidas ressalvas. No entanto, é de notar que é expectável que a resistência medida no ensaio triaxial seja mais próxima da real, porque a amostra é mais representativa, e que a resistência medida na caixa de corte forneça valores do lado da segurança. Nas condições residuais, a resistência ao corte foi semelhante em ambos os ensaios quando comparando tanto a envolvente de rotura de E12 e de E12-RF com o círculo de Mohr de E12 (Figura 6b). No caso de E12, a envolvente de rotura ficou ligeiramente acima do círculo de Mohr, tal como seria de esperar pelo motivo apresentado acima. Em condições residuais não é esperado que exista efeito da compactação na resistência ao corte. Nas condições de pico, porém, é de esperar que, no campo, a resistência dos materiais estudados possa ser ainda superior, uma vez que a compactação pode ser mais eficaz em condições reais do que aquilo que foi possível atingir no ensaio de corte direto, pelas limitações antes descritas. Ainda assim, os resultados obtidos enquadram-se num cenário seguro. Becquart et al. (2009) reportaram ângulos de resistência ao corte mais elevados do que os aqui encontrados, nomeadamente, $\phi'_{\text{pico}} = 58,9^\circ$ e $\phi'_{\text{residual}} = 55,4^\circ$ em ensaios triaxiais CID. Da mesma forma, Le et al. (2018) obtiveram $\phi'_{\text{pico}} = 54,51^\circ$ no mesmo tipo de ensaios. Contudo, ambos os estudos decorreram com amostras preparadas numa razão altura/diâmetro a 1,2, enquanto o valor recomendado para esta razão é 2 (Sivakugan, 2011), o que conduz a uma resistência maior das amostras.

Na curva tensão-deformação (q - ϵ_a) (Figura 7a) de E12 observou-se uma inversão incomum da variação da inclinação com a deformação para materiais granulares em corte monotónico drenado (Azeiteiro et al., 2017), possivelmente devido a um ligeiro esmagamento de partículas menos resistentes para baixas deformações. Por este motivo, também se encontrou uma forma incomum no gráfico rigidez-deformação, E - ϵ_a (Figuras 7b1 e 7b2), de E12, para o qual se obteve um pico atípico (Godlewski, 2018). O módulo de Young E_{50} estimado para E12 (Quadro 8) encontra-se entre os valores reportados por Le et al. (2018) obtidos com $\sigma'_3 = 100 \text{ kPa}$: $E_{50} = 43 \text{ MPa}$ ($\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$; $u = 100 \text{ kPa}$) e $E_{50} = 49 \text{ MPa}$ ($\sigma_3 = 500 \text{ kPa}$; $u = 400 \text{ kPa}$). Além disso, o valor aqui obtido para uma baixa tensão de confinamento, σ'_3 , foi semelhante aos valores para areias densas (50–80 MPa) (Becquart et al., 2009). Assim, as escórias apresentaram, genericamente, uma boa rigidez. O

$E_{\text{descarga/recarga}}$ poderá ser uma melhor medida de E para deformações muito pequenas (E_0), cuja medição é desafiante num ensaio triaxial. O valor de $E_{\text{descarga/recarga}}$ aqui estimado foi superior aos valores do gráfico E - ϵ_a , o que poderia resultar numa curva mais próxima das tipicamente obtidas.

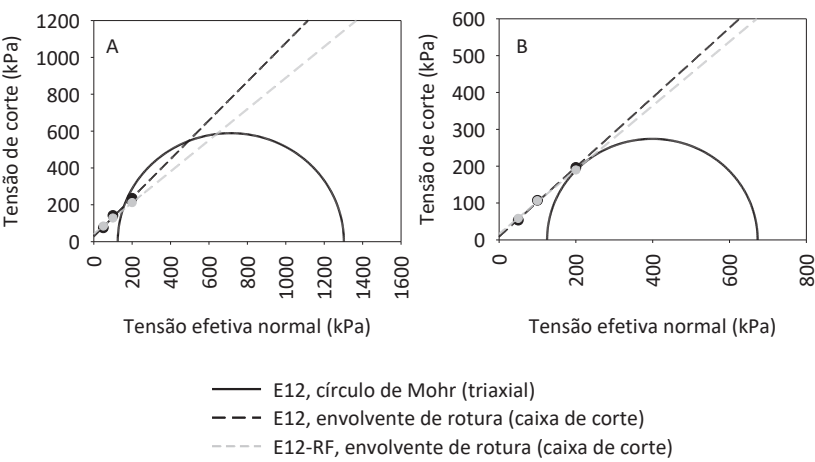


Fig. 6 – Envoltente de rotura Mohr-Coulomb obtidas para E12 e E12-RF através do ensaio de corte direto e o círculo de Mohr obtido para E12 através do ensaio triaxial em condições (A) de pico e (B) residuais (Bandarra et al., 2024).

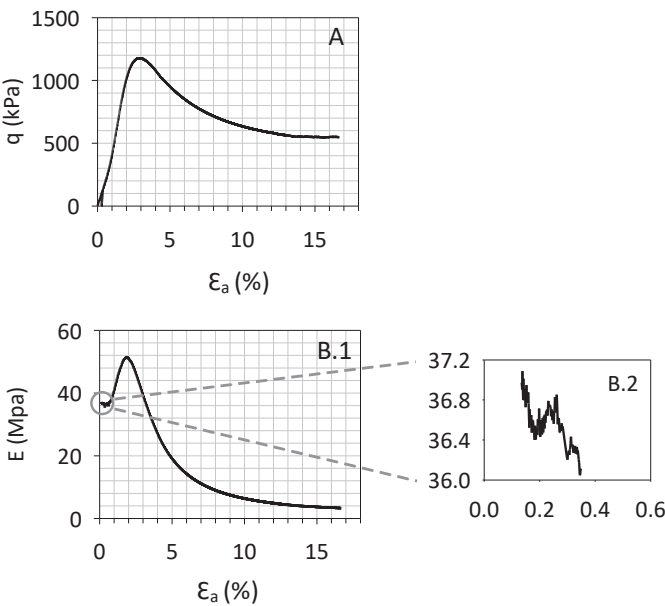


Fig. 7 – Resultados do ensaio triaxial sobre amostra E12: A) Curva tensão-deformação (q - ϵ_a); B.1) Módulo de Young (E) em função da extensão axial (ϵ_a); B.2) amplificação da área do gráfico assinalada pelo círculo azul que representa o comportamento elástico inicial (Bandarra et al., 2024).

Quadro 8 – Diferentes módulos de Young calculados para a amostra E12.

Módulo de Young	Valor experimental (MPa)
E_0	36
E_{50}	46
E_f	41
$E_{descarga/recarga}$	163

Além disso, neste ensaio obteve-se uma permeabilidade de $k = 0,8 \times 10^{-6}$ m/s para E12, na mesma ordem de grandeza do valor obtido no ensaio edométrico. A reduzida variação encontrada pode estar relacionada com os diferentes métodos de compactação da amostra, tendo sido a preparação no ensaio triaxial mais parecida à do ensaio de Proctor, e também com os desafios na determinação de C_v que é utilizado para estimar k indiretamente no ensaio edométrico, o qual é bastante superior aos materiais plásticos usualmente testados no edométrico.

3.2 – Avaliação dos potenciais impactes ambientais

3.2.1 – Análises químicas

De modo geral, as propriedades químicas das escórias (Quadro 9) e dos eluatos obtidos a partir destas (Quadro 10) estiveram de acordo com a literatura. Relativamente aos RF, as diferenças observadas relativamente a outros rejeitados de minas de ferro da literatura foram sobretudo ao nível dos elementos químicos maioritários, provavelmente refletindo a forte relação entre a composição química dos rejeitos e a geoquímica do depósito de mineração (Jamieson, 2011; Xu et al., 2019). A concentração elevada de Fe nos rejeitados contribui para explicar a sua elevada densidade (apresentada anteriormente). O teor de matéria orgânica (MO) foi reduzido em todos os materiais, particularmente nos RF (Quadro 9), o que é favorável para aplicação em obras geotécnicas em termos de resistência e compressibilidade. Da mesma forma, as misturas dos dois tipos de resíduos ou de escórias com areias apresentarão também potencial deste ponto de vista dado que o teor de MO será, consequentemente, reduzido.

O pH natural das escórias foi alcalino, enquanto o pH dos RF foi ácido, tal como esperado (Quadro 10). Os valores de pH medidos para as amostras de escórias encontraram-se no limite da gama de tolerância admitida para organismos aquáticos (6,5–9) (El-Deeb Ghazy et al., 2011). Por outro lado, o valor obtido para RF esteve fora desta gama. O pH pode por si só causar efeitos nocivos nos organismos (Bandarra et al., 2023a). Contudo, é de notar, que o pH da mistura E12-RF foi de 9 ± 1 , não alterando significativamente o pH das escórias. A condutividade elétrica (CE) de todos os materiais foi baixa, como esperado, dado que as escórias foram envelhecidas e os rejeitados não foram produzidos recentemente. Em termos quantitativos, $E3 > E12 > RF$, diferindo numa ordem de magnitude. A menor CE indica um menor teor de sólidos dissolvidos totais, indicando um menor potencial de lixiviação de sais que deverá estar relacionado com o maior tempo de envelhecimento, no caso das escórias, e de produção, no caso dos rejeitados.

Ao nível da composição dos eluatos, o Cu foi o elemento que apresentou maior concentração no caso das escórias, particularmente para as E3. Contudo, todos os elementos e iões medidos em ambos os eluatos apresentaram concentrações baixas, cumprindo com os limites para aceitação em aterros de resíduos não perigosos da UE (Decisão do Conselho 2003/33/EC). Note-se que a maioria dos valores cumpriu, também, com os limites da UE para aterros de resíduos inertes (Decisão do Conselho 2003/33/EC). A recuperação de metais não ferrosos das escórias poderia contribuir para reduzir a sua concentração nas escórias e, consequentemente, nos seus eluatos. Importa também referir que nos países europeus onde se realiza valorização de escórias, os limites para a composição dos lixiviados considerados especificamente nesse contexto são, frequentemente, superiores aos considerados pela UE para aterros de resíduos inertes (Blasenbauer et al., 2020). Além disso, as

condições de aplicação permitidas para as escórias é muitas vezes tida em consideração para o estabelecimento desses limites (Blasenbauer et al., 2020).

Quadro 9 – Propriedades químicas de E3, E12 (Bandarra et al., 2024) e RF.

Parâmetro	E3	E12	Literatura escórias	RF	Literatura rejeitados de minas de ferro
Humidade (%)	21 ± 2	17 ± 1	15-30 ^c	0,3 ± 0,001	1,55-2,31 ^f
MO (%)	3,6 ± 0,5	3,4 ± 0,9	0,2-5 ^d	0,6 ± 0,001	1,04-1,26 ^f
(g/kg)					
Ca	55 ± 6 ^a	69 ± 7 ^a	56,3-306 ^e	0,027 ± 0,002 ^a	0,4-268 ^g
Na	21 ± 1 ^a	17,7 ± 0,8 ^a	11,4-57,7 ^e	0,075 ± 0,006 ^a	0,9-8,8 ^g
K	7 ± 1 ^a	5,0 ± 0,6 ^a	6,9-17,6 ^e	0,05 ± 0,03 ^a	0,08-44,6 ^g
Mg	11,6 ± 0,2 ^a	12,7 ± 0,2 ^a	7,1-30,7 ^e	0,005 ± 0,001 ^a	<0,6-97,6 ^g
Fe	35,0 ± 0,1 ^a	47,0 ± 0,2 ^a	14,2-159 ^e	121 ± 11 ^a	2,1-513 ^g
P	12 ± 2 ^b	12,0 ± 1 ^b	2,4-24,0 ^e	n.d.	-
(mg/kg)					
Mn	750 ± 28 ^b	1300 ± 54 ^b	83-3408 ^e	394 ± 108 ^a	0,2-6900 ^g
As	14 ± 2 ^b	17 ± 3 ^b	0,12-189 ^e	n.d.	-
Cd	2,9 ± 0,5 ^b	7,7 ± 0,5 ^b	0,3-146 ^e	<0,18 ^a	0,004-0,2 ^g
Co	107 ± 13 ^b	66 ± 11 ^b	6-350 ^e	n.d.	-
Cr	25 ± 13 ^a	40 ± 2 ^a	21-3170 ^e	<0,56 ^a	7,2-79 ^g
Cu	1245 ± 14 ^a	1308 ± 47 ^a	190-12.000 ^e	<0,34 ^a	4,8-6715 ^g
Hg	8 ± 1 ^b	9,0 ± 0,3 ^b	0,02-8 ^e	n.d.	-
Ni	35 ± 3 ^a	45,0 ± 0,1 ^a	7-4280 ^e	<0,85 ^a	9,3-73 ^g
Pb	2443 ± 96 ^a	1095 ± 32 ^a	98-13,700 ^e	<1,53 ^a	3,2-22,9 ^g
Sb	42 ± 9 ^b	61 ± 7 ^b	10-159 ^e	<2,1 ^a	-
V	40 ± 4 ^b	52 ± 3 ^b	20-122 ^e	n.d.	-
Zn	1625 ± 8 ^a	2843 ± 106 ^a	613-13600 ^e	41 ± 5 ^a	5,3-265 ^g

n.d. – não determinado; ^aFAAS; ^bICP-MS; ^cDou et al. (2017); ^dAstrup et al. (2016); ^eAshraf et al. (2019), Bandarra et al. (2023), Chandler et al. (1997), Ginés et al. (2009), Huber et al. (2019), Klymko et al. (2017), Lindberg et al. (2015), Neuwahl et al. (2019), Römcke et al. (2009), Tang e Steenari (2016), Zhang et al. (2015); ^fZhang et al. (2018); ^gCarmignano et al. (2021), Cele e Maboeta (2016), Chaturvedi et al. (2014), Silva et al. (2014), Davila et al. (2020), Han et al. (2023), Sarathchandra et al. (2022), Wang et al. (2023), Young et al. (2021), Zhang et al. (2018).

Nos eluatos dos RF, as concentrações dos metais potencialmente tóxicos (Quadro 10) estiveram abaixo dos limites de quantificação da FAAS, confirmando o baixo potencial de lixiviação. Estes resultados cumpriram, também, com os limites de lixiviação da UE para resíduos não perigosos. Deve notar-se que, os limites de quantificação do Zn e do Cu são menores que os limites de lixiviação para aterros de resíduos inertes. Além disso, de acordo com a CE, espera-se menor potencial de lixiviação dos RF em comparação com as escórias.

Quadro 10 – Propriedades químicas dos eluatos obtidos a partir das amostras em estudo.

Parâmetro	E3	E12	Literatura escórias	RF	E12- RF ^h	Limite aterro resíduos inertes ⁱ	Limite aterro resíduos não- perigosos ⁱ
pH ^a	9,0 ± 0,9	9,3 ± 0,7	8-10 ^e	4,9 ± 0,2	9,23 ± 0,66	-	-
EC ^a (mS/cm)	1,2 ± 0,1	0,3 ± 0,1	1,2-4 ^f	0,02 ± 0,72 ×10 ⁻³	0,4	-	-
(mg/kg)							
Ca	499 ± 52 ^b	211 ± 39 ^b	1500-7500 ^g	328 ± 177 ^b	0,6 ± 0,1	-	-
Na	1967 ± 63 ^b	748 ± 24 ^b	1000-2500 ^g	55 ± 30 ^b	937 ± 140	-	-
K	191,1 ± 0,2 ^b	81 ± 12 ^b	200-1000 ^g	39 ± 8 ^b	1348 ± 28	-	-
Mg	32,5 ± 0,1 ^b	0,72 ± 0,03 ^b	<5-1000 ^g	41 ± 3 ^b	0,7 ± 0,1	-	-
Fe	<0,8 ^b	<0,8 ^b	0,1-1 ^g	<0,8 ^b	1,4 ± 0,7	-	-
P	1,37 ± 0,02 ^c	2,04 ± 0,02 ^c	400-900 ^g	n.d.	n.d.	-	-
Mn	0,03 ± 9×10 ⁻⁶ ^c	0,019 ± 0,001 ^c	<0,6 ^g	8,1 ± 0,6 ^b	<0,23	-	-
As	0,036 ± 0,004 ^c	0,085 ± 0,004 ^c	0,01-0,05 ^g	n.d.	n.d.	0,5	2
Ba	0,130 ± 0,001 ^c	0,030 ± 0,002 ^c	0,05-1,04 ^g	n.d.	n.d.	20	100
Cd	0,0012 ± 0,0002 ^c	<0,001 ^c	<0,001-0,04 ^g	<0,18 ^b	<0,18	0,04	1
Cr	0,057 ± 0,001 ^c	0,067 ± 0,001 ^c	0,03-1,40 ^g	<0,56 ^b	<0,56	0,5	10
Cu	8,8 ± 0,2 ^c	0,93 ± 0,02 ^c	0,20-8,22 ^g	<0,34 ^b	1,5 ± 0,1	2	50
Hg	<0,001 ^c	0,0013 ± 0,0001 ^c	<0,001-0,05 ^g	n.d.	n.d.	0,01	0,2
Mo	0,200 ± 0,004 ^c	0,073 ± 0,002 ^c	0,085-1,26 ^g	n.d.	n.d.	0,5	10
Ni	0,110 ± 0,002 ^c	0,017 ± 0,001 ^c	<0,001-0,15 ^g	<0,85 ^b	<0,85	0,4	10
Pb	0,0100 ± 0,0002 ^c	0,036 ± 0,001 ^c	0,003-0,5 ^g	<1,53 ^b	<1,53	0,5	10
Sb	0,200 ± 0,002 ^c	0,180 ± 0,002 ^c	0,23-0,39 ^g	n.d.	n.d.	0,06	0,7
Se	<0,03 ^c	<0,03 ^c	<0,001-0,25 ^g	n.d.	n.d.	0,1	0,5
Zn	0,094 ± 0,002 ^c	0,150 ± 0,003 ^c	<0,001-1,7 ^g	0,3 ± 0,2	0,6 ± 0,2	4	50
(mg/kg)							
Cl ⁻	423 ± 6 ^d	50 ± 8 ^d	239-6700 ^d	n.d.	n.d.	800	15,000
SO ₄ ⁻²	281,2 ± 0,3 ^d	254 ± 10 ^d	175– 9980 ^d	n.d.	n.d.	1000	20,000

n.d. – não determinado; ^a L/S=10 L/kg; ^b FAAS; ^c ICP-MS; ^d Cromatografia iônica; ^e Bandarra et al. (2023), Chimenos et al. (2000), Maldonado-Alameda et al. (2020a); ^f Forteza et al. (2004), Maria et al. (2001); ^g Bandarra et al. (2021), Bandarra et al. (2023), Chandler et al. (1997), Chimenos et al. (2003), del Valle-zermeño et al. (2014), Di Gianfilippo et al. (2018), Forteza et al. (2004), Gao (2012), Ginés et al. (2009), LNEC (2015), Maldonado-Alameda et al. (2020a), Römcke et al. (2009), Sorlini et al. (2017); ^h Monteiro et al. (2024), através de FAAS; ⁱ Decisão do Concelho 2003/33/CE que estabelece os critérios e processos de admissão de resíduos em aterros.

O eluato da mistura E12-RF apresentou valores de pH e CE semelhantes aos do eluato de E12 (Quadro 10), apesar dos baixos valores registados para RF em ambos os parâmetros. Importa salientar, contudo, que os valores de CE se mantiveram reduzidos, o que indica um baixo potencial de lixiviação da mistura. As concentrações de metais potencialmente tóxicos no eluato de E12-RF permaneceram dentro dos limites estabelecidos para deposição em aterros de resíduos não perigosos na UE. As concentrações de Cu e Zn no eluato de E12-RF foram as apresentaram maiores diferenças em relação ao eluato das escórias, tendo ainda assim cumprindo os limites de lixiviação exigidos para a aceitação em aterro de resíduos inertes na EU.

Assim, deste ponto de vista, os materiais mostraram potencial para ser aplicados garantido a proteção ambiental.

3.2.2 – Ecotoxicidade

As inibições máximas da bioluminescência das bactérias em contacto com os eluatos dos materiais em estudo estiveram todas abaixo dos 50% após 15 e 30 min de exposição (Quadro 11). Deste modo, não foi possível estimar o EC_{50} em nenhum dos casos ($EC_{50} > 100\%$) e, logo, não foram observados efeitos ecotóxicos relevantes. Além disso, os resultados encontram-se dentro da variabilidade natural esperada para respostas biológicas e não foram encontrados efeitos estatisticamente significativos provocados por nenhum dos eluatos ($p > 0.05$) (Quadro 12). Assim, as propriedades químicas dos eluatos não parecem induzir impactes nocivos nas bactérias. Estes resultados são consistentes com a literatura. Num estudo anterior (Bandarra et al., 2023b) com escórias envelhecidas ($pH = 8,0 \pm 0,2$) foram, também, observadas inibições de bioluminescência $< 50\%$ (máxima inibição de 9,9% após 30 min teste). Ribé et al. (2014) obtiveram resultados semelhantes com escórias envelhecidas ($pH = 8,3$), encontrando uma inibição máxima de 10% após 30 min de exposição a eluatos com concentração máxima de 80%v/v. Noutro estudo (Römbke et al., 2009) foram testadas 8 amostras de escórias envelhecidas e foi encontrada uma inibição máxima da bioluminescência de *A. fischeri* de 34,6% para uma amostra não diluída ($pH = 10,7$). O trabalho de Fulladosa et al. (2005) apresentaram o EC_{20} (concentração estimada para provocar 20% de efeito) de diferentes metais potencialmente tóxicos para *A. fischeri*. Todos esses valores estiveram acima das concentrações medidas para os diferentes metais nos eluatos aqui em estudo, exceto $EC_{20} = 0,26 \pm 0,06$ mg Cu/L (inferior ao valor obtido para E12). Existe interação entre diferentes constituintes na matriz complexa das escórias, o qual contribui para frequentemente não existir uma relação entre a composição química e a ecotoxicidade (Bandarra et al., 2023a). Importa referir que a mistura de escórias com rejeitados analisada neste estudo não modificou a conclusão relativamente à ecotoxicidade dos materiais. É de notar, ainda, que a espécie testada apresenta elevada sensibilidade a diferentes poluentes (Abbas et al., 2018). Além disso, o teste encontra-se padronizado, sendo frequentemente proposto e utilizado na análise ecotoxicológica de resíduos (Bandarra et al., 2023a; BIO by Deloitte., 2015; Pandard e Römbke, 2013). Assim, os resultados deste estudo são relevantes e sugerem que os materiais analisados são não ecotóxicos. É importante referir, contudo, que testar espécies de diferentes níveis tróficos permite uma avaliação ecotoxicológica mais aprofundada. Em Bandarra et al. (2024), os eluatos de E3 e E12 foram analisados com outras espécies aquáticas (incluindo, microalgas, plantas e microcrustáceos), tendo sido encontradas inibições inferiores a 50% para todos os parâmetros biológicos avaliados também nesse caso. O mesmo ocorreu num estudo anterior com uma amostra diferente de escórias envelhecidas testada com as mesmas espécies (Bandarra et al., 2023b).

Quadro 11 – Inibições máximas da bioluminescência de *Aliivibrio fischeri* em contacto com os eluatos obtidos dos materiais em estudo e a respetiva concentração do eluato.

Tempo de exposição	E3		E12		E3-RF	
	Inibição máxima (%)	Concentração (% v/v)	Inibição máx. (%)	Conc. (% v/v)	Inibição máx. (%)	Conc. (% v/v)
15 min	19,8 ± 2.7	100	10,8 ± 2,0	6,25	27,4 ± 1,4	50
30 min	22,3 ± 2.2	100	13,5 ± 2,8	6,25	26,2 ± 0,7	50

Quadro 12 – Resultados da análise estatística (teste Kruskal-Wallis H) para o teste com a bactéria.

Amostra	15 min	30 min
E3	H ₅ = 9,572; p = 0,088	H ₅ = 9,263; p = 0,099
E12	H ₅ = 10,267; p = 0,068	H ₅ = 9,572; p = 0,088
E12-RF	H ₅ = 10,267; p = 0,068	H ₅ = 9,804; p = 0,081

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste estudo avaliaram-se escórias de incineração e de misturas com areia e rejeitados de minas de ferro relativamente ao seu potencial para aplicação em obras geotécnicas seguras do ponto de vista técnico e ambiental. Para tal, a caracterização experimental combinou ensaios geotécnicos com ensaios químicos e ecotoxicológicos para avaliar a segurança da aplicação destes materiais em diferentes vertentes.

As escórias e os rejeitados de minas de ferro apresentaram um baixo potencial de lixiviação para os metais e iões potencialmente tóxicos medidos, mantendo-se abaixo dos limites para aterros de resíduos não perigosos. Em consonância, os resultados do teste de bioluminescência da bactéria *Aliivibrio fischeri* sugerem que as amostras são não ecotóxicas.

A mistura de escórias com rejeitados de ferro ou areia permite alargar a distribuição granulométrica das escórias. A densidade média dos materiais é consistente com o intervalo típico para a maioria dos solos, apesar da mistura com rejeitados de ferro ser ligeiramente superior. As escórias apresentaram baixa plasticidade e baixo teor de matéria orgânica, o que é benéfico em obras geotécnicas.

Os resultados do ensaio de Proctor sugeriram que a adição de areia a escórias pode melhorar a compactabilidade do material. Adicionalmente, a compactação das escórias com maior período de envelhecimento foi mais eficaz que a da amostra de escórias mais recente. Nos ensaios mecânicos nem sempre se conseguiu obter as condições ótimas de compactação, conduzindo por isso a uma avaliação conservadora. Nesses ensaios, a compactação de escórias e da sua mistura com 10% de areia ou rejeitados foi semelhante, tal como previsto.

Os ensaios edométricos revelaram pequenos assentamentos para todas as amostras, indicando uma boa rigidez sob carregamento unidimensional, e colapsos/expansões insignificantes após imersão das amostras em água. Ainda assim, a mistura de escórias com areia ou rejeitados diminuiu ligeiramente a compressibilidade das escórias e a compressibilidade das escórias com maior período de envelhecimento (E12) foi menor que a da outra amostra de escórias. Além disso, foi encontrada permeabilidade típica de areia fina/silte solto para todos os materiais. Nos ensaios de corte direto verificou-se boa resistência ao corte para todas as amostras, semelhante a solos granulares densos (aplicados em obras geotécnicas). A resistência ao corte e o coeficiente de permeabilidade estimados para E12, no ensaio triaxial, foram semelhantes aos obtidos no ensaio de corte direto e no edométrico, respetivamente. As variações observadas são compatíveis com o método de preparação

das amostras e com os requisitos dos próprios ensaios (ex.: tamanho de partícula). Os valores estimados para o módulo de Young de E12 foram semelhantes aos de uma areia densa.

Globalmente, o envelhecimento das escórias parece ter um efeito benéfico nas suas propriedades. Ainda assim, ambas as amostras envelhecidas analisadas demonstraram potencial para aplicações geotécnicas adequadas à segurança ambiental.

Assim, os resultados experimentais obtidos indicaram potencial das escórias e das misturas ensaiadas para aplicação tecnicamente e ambientalmente segura em obras geotécnicas sustentáveis com compactação em campo como, por exemplo, construção rodoviária. A utilização de misturas de diferentes tipos de resíduos em aplicações geotécnicas que consomem grandes quantidades de recursos é muito promissora do ponto de vista da sustentabilidade. A utilização de resíduos em obras geotécnicas implica, contudo, análises não convencionais do ponto de vista geotécnico, em particular para garantir a segurança ambiental, assim como a capacidade para compreender valores de propriedades pouco comuns em solos convencionais.

5 – AGRADECIMENTOS

Agradecimentos são devidos à FCT/MCTES pelo seu apoio financeiro ao CERES (<https://doi.org/10.54499/UIDB/00102/2020>) através de fundos nacionais. P.A.L.F. Coelho agradece à FCT/MCTES pelo financiamento do projeto GeoSusTailings - Geotecnia para Gestão Segura e Sustentável de Rejeitados de Minas (PTDC/ECI-EGC/4147/2021) através de fundos nacionais (PIDDAC). B.S. Bandarra é beneficiária de uma bolsa de investigação no âmbito do projeto GeoSusTailings e agradece à FCT/MCTES pelo apoio financeiro neste contexto. L. S. V. E. Monteiro é beneficiária de uma bolsa individual do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico do Brasil (CNPq) e da empresa parceira Flextronics Technology Institute (FIT) através do Edital 068/2022 para o Programa Mestres e Doutores para a Inovação (MAI-DAI).

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abbas, M.; Adil, M.; Ehtisham-ul-Haque, S.; Munir, B.; Yameen, M.; Ghaffar, A.; Shar, G. A.; Asif Tahir, M.; Iqbal, M. (2018). *Vibrio fischeri bioluminescence inhibition assay for ecotoxicity assessment: A review*. Science of the Total Environment, 626, pp. 1295-1309. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2018.01.066>
- Adiguzel, D.; Tuylu, S.; Eker, H. (2022). *Utilization of tailings in concrete products: A review*. Construction and Building Materials, 360, 129574. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.129574>
- Alam, Q.; Schollbach, K.; Hoek, C. V.; Laan, S. Van Der; Wolf, T. De; Brouwers, H. J. H. (2019). *In-depth mineralogical quantification of MSWI bottom ash phases and their association with potentially toxic elements*. Waste Management, 87, pp. 1-12. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2019.01.031>
- Ameratunga, J.; Sivakugan, N.; Das, B. M. (2016). *Correlations of soil and rock properties in geotechnical engineering*. Springer.
- Ashraf, M. S.; Ghouleh, Z.; Shao, Y. (2019). *Production of eco-cement exclusively from municipal solid waste incineration residues*. Resources, Conservation and Recycling, 149 (June), pp. 332-342. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2019.06.018>
- Astrup, T.; Muntoni, A.; Poletini, A.; Pomi, R.; Van Gerven, T.; Van Zomeren, A. (2016). *Treatment and Reuse of Incineration Bottom Ash*. In M. N. V. Prasad & K. Shih (Eds.), Environmental Materials and Waste: Resource Recovery and Pollution Prevention, pp. 607-645. Elsevier. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-803837-6.00024-X>

- Azeiteiro, R. J. N.; Coelho, P. A. L. F.; Taborda, D. M. G.; Grazina, J. C. D. (2017). *Critical state-based interpretation of the monotonic behavior of Hostun sand*. J. Geotechn. Geoenviron. Eng., 143 (5). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001659](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001659)
- Bandarra, B. S.; Passos, H.; Vidal, T.; Martins, R. C.; Quina, M. J.; Pereira, J. L.; Römbke, J. (2023a). *Evaluation of a battery of biotests to improve waste ecotoxicity assessment (HP 14), using incineration bottom ash as a case study*. Journal of Environmental Management, 344, 118513. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2023.118513>
- Bandarra, B. S.; Monteiro, L.; Veloso, G.; Abreu, P.; Sousa, H.; Martins, R. C.; Pereira, J. L.; Coelho, P. A. L. F.; Quina, M. J. (2024). *Evaluation of MSW incineration bottom ash for environmentally safe geotechnical applications*. Construction and Building Materials, 427, 136011. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.136011>
- Bandarra, B. S.; Mesquita, C.; Passos, H.; Martins, R. C.; Coelho, P. A. L. F.; Pereira, J. L.; Quina, J. (2023b). *An integrated characterisation of incineration bottom ashes towards sustainable application : Physicochemical , ecotoxicological , and mechanical properties*. Journal of Hazardous Materials, 455, 131649. <https://doi.org/10.1016/j.jhazmat.2023.131649>
- Bandarra, B. S.; Pereira, J. L.; Martins, R. C.; Maldonado-Alameda, A.; Chimenos, J. M.; Quina, M. J. (2021). *Opportunities and barriers for valorizing waste incineration bottom ash: Iberian countries as a case study*. Applied Sciences, 11, 9690. <https://doi.org/10.3390/app11209690>
- Bastos, L. A. de C.; Silva, G. C.; Mendes, J. C.; Peixoto, R. A. F. (2016). *Using Iron Ore Tailings from Tailing Dams as Road Material*. Journal of Materials in Civil Engineering, 28, pp. 1-9. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)mt.1943-5533.0001613](https://doi.org/10.1061/(asce)mt.1943-5533.0001613)
- Becquart, F.; Bernard, F.; Edine, N.; Zentar, R. (2009). *Monotonic aspects of the mechanical behaviour of bottom ash from municipal solid waste incineration and its potential use for road construction*. Waste Management, 29 (4), pp. 1320-1329. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2008.08.019>
- BIO by Deloitte. (2015). *Study to assess the impacts of different classification approaches for hazard property “HP 14” on selected waste streams - Final report*.
- Blasenbauer, D.; Huber, F.; Lederer, J.; Quina, M. J.; Blanc-Biscarat, D.; Bogush, A.; Bontempi, E.; Blondeau, J.; Chimenos, J. M.; Dahlbo, H.; Fagerqvist, J.; Giro-Paloma, J.; Hjelm, O.; Hyks, J.; Keaney, J.; Lupsea-Toader, M.; O’Caollai, C. J.; Orupöld, K.; Paják, T.; ... Fellner, J. (2020). *Legal situation and current practice of waste incineration bottom ash utilisation in Europe*. Waste Management, 102, pp. 868-883. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2019.11.031>
- Born, J.-P.; Van Brecht, A. (2014). *Recycling potentials of MSWI Bottom Ash*. https://www.cewep.eu/wp-content/uploads/2017/10/1318_avb_and_jp_born_2014_cewep_conference_bottom_ash_reu_se.pdf
- Carmignano, O. R.; Vieira, S. S.; Teixeira, A. P. C.; Lameiras, F. S.; Brandão, P. R. G.; Lago, R. M. (2021). *Iron Ore Tailings: Characterization and Applications*. Journal of the Brazilian Chemical Society, 32 (10), pp. 1895-1911. <https://doi.org/10.21577/0103-5053.20210100>
- Cele, E. N.; Maboeta, M. (2016). *A greenhouse trial to investigate the ameliorative properties of biosolids and plants on physicochemical conditions of iron ore tailings: Implications for an iron ore mine site remediation*. Journal of Environmental Management, 165, pp. 167-174. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2015.09.029>

- CEWEP (2019). *Confederation of European Waste-to-Energy Plants. Bottom Ash Factsheet*. <http://www.cewep.eu/2017/09/08/bottom-ash-factsheet/>
- Chandler, A. J.; Eighmy, T. T.; Hartlén, J.; Hjelm, O.; Kosson, D. S.; Sawell, S. E.; Sloop, H. A. van der; Vehlou, J. (1997). *Municipal Solid Waste Incinerator Residues. The International Ash Working Group (IAWG)*. Studies in Environmental Science, 67. Elsevier.
- Chaturvedi, N.; Ahmed, M. J.; Dhal, N. K. (2014). *Effects of iron ore tailings on growth and physiological activities of Tagetes patula L.* Journal of Soils and Sediments, 14, pp. 721-730. <https://doi.org/10.1007/s11368-013-0777-0>
- Chimenos, J. M.; Fernández, A. I.; Miralles, L.; Segarra, M.; Espiell, F. (2003). *Short-term natural weathering of MSWI bottom ash as a function of particle size*. Waste Management, 23 (10), pp. 887-895. [https://doi.org/10.1016/S0956-053X\(03\)00074-6](https://doi.org/10.1016/S0956-053X(03)00074-6)
- Chimenos, J. M.; Fernández, A. I.; Nadal, R.; Espiell, F. (2000). *Short-term natural weathering of MSWI bottom ash*. Journal of Hazardous Materials, 79 (3), pp. 287-299. [https://doi.org/10.1016/S0304-3894\(00\)00270-3](https://doi.org/10.1016/S0304-3894(00)00270-3)
- Chimenos, J. M.; Segarra, M.; Fernández, M. A.; Espiell, F. (1999). *Characterization of the bottom ash in municipal solid waste incinerator*. Journal of Hazardous Materials, 64 (3), pp. 211-222. [https://doi.org/10.1016/S0304-3894\(98\)00246-5](https://doi.org/10.1016/S0304-3894(98)00246-5)
- Choi, Y. W.; Kim, Y. J.; Choi, O.; Lee, K. M.; Lachemi, M. (2009). *Utilization of tailings from tungsten mine waste as a substitution material for cement*. Construction and Building Materials, 23, pp. 2481-2486. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.02.006>
- Coelho, P.; Camacho, D. (2024). *The Experimental Characterization of Iron Ore Tailings from a Geotechnical Perspective*. Applied Sciences, 14, 5033. <https://doi.org/10.3390/app14125033>
- Das, B. M. (2019). *Advanced Soil Mechanics* (5th Editio). CRC Press. Taylor & Francis Group.
- Davila, R. B.; Fontes, M. P. F.; Pacheco, A. A.; Ferreira, M. da S. (2020). *Heavy metals in iron ore tailings and floodplain soils affected by the Samarco dam collapse in Brazil*. Science of the Total Environment, 709, 136151. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2019.136151>
- del Valle-zermeño, R.; Chimenos, J. M.; Giró-paloma, J.; Formosa, J. (2014). *Use of weathered and fresh bottom ash mix layers as a subbase in road constructions: environmental behavior enhancement by means of a retaining barrier*. Chemosphere, 117, pp. 402-409. <https://doi.org/10.1016/j.chemosphere.2014.07.095>
- Di Gianfilippo, M.; Hyks, J.; Verginelli, I.; Costa, G.; Hjelm, O.; Lombardi, F. (2018). *Leaching behaviour of incineration bottom ash in a reuse scenario : 12 years-field data vs . lab test results*. Waste Management, 73, pp. 367-380. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2017.08.013>
- Dou, X.; Ren, F.; Nguyen, M. Q.; Ahamed, A.; Yin, K.; Chan, W. P.; Chang, V. W. C. (2017). *Review of MSWI bottom ash utilization from perspectives of collective characterization, treatment and existing application*. Renewable and Sustainable Energy Reviews, 79 (February), pp. 24-38. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2017.05.044>
- El-Deeb Ghazy, M. M.; Habashy, M. M.; Mohammady, E. Y. (2011). *Effects of pH on survival, growth and reproduction rates of the crustacean, Daphnia Magna*. Australian Journal of Basic and Applied Sciences, 5 (11), pp. 1-10.
- EPA. (2001). *Method 1684: Total, Fixed, and Volatile Solids in Water, Solids, and Biosolids*. U.S. Environmental Protection Agency, Office of Water, Washington, DC. EPA-821-R-01-015.

- Eurostat. (2024). *Waste statistics*. https://ec.europa.eu/eurostat/statistics-explained/index.php?title=Waste_statistics#Total_waste_generation
- Forteza, R.; Far, M.; Seguí, C.; Cerdá, V. (2004). *Characterization of bottom ash in municipal solid waste incinerators for its use in road base*. *Waste Management*, 24 (9), pp. 899-909. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2004.07.004>
- Fulladosa, E.; Murat, J. C.; Martínez, M.; Villaescusa, I. (2005). *Patterns of metals and arsenic poisoning in *Vibrio fischeri* bacteria*. *Chemosphere*, 60, pp. 43-48. <https://doi.org/10.1016/j.chemosphere.2004.12.026>
- Gao, B. (2012). *Phosphorus Recovery from Sorted MSWI Bottom Ash: the acidic dissolution – precipitation method*. Chalmers University of Technology. Göteborg, Sweden.
- Ginés, O.; Chimenos, J. M.; Vizcarro, A.; Formosa, J.; Rosell, J. R. (2009). *Combined use of MSWI bottom ash and fly ash as aggregate in concrete formulation: Environmental and mechanical considerations*. *Journal of Hazardous Materials*, 169, pp. 643-650. <https://doi.org/10.1016/j.jhazmat.2009.03.141>
- Godlewski, T. (2018). *Evaluation of stiffness degradation curves from in situ tests in various soil types*. *Archives of Civil Engineering*, 64 (4), pp. 285-307.
- Gupta, G.; Datta, M.; Ramana, G. V.; Alappat, B. J. (2021). *MSW incineration bottom ash (MIBA) as a substitute to conventional materials in geotechnical applications : A characterization study from India and comparison with literature*. *Construction and Building Materials*, 308, 124925. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.124925>
- Han, X.; Wang, F.; Zhao, Y.; Meng, J.; Tian, G.; Wang, L.; Liang, J. (2023). *Recycling of iron ore tailings into magnetic nanoparticles and nanoporous materials for the remediation of water, air and soil: a review*. *Environmental Chemistry Letters*, 21, pp. 1005-1028. <https://doi.org/10.1007/s10311-022-01541-7>
- Hennebert, P. (2018). *Proposal of concentration limits for determining the hazard property HP 14 for waste using ecotoxicological tests*. *Waste Management*, 74, pp. 74-85. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2017.11.048>
- Hu, L.; Wu, H.; Zhang, L.; Zhang, P.; Wen, Q. (2017). *Geotechnical Properties of Mine Tailings*. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 29 (2), pp. 1-10. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)mt.1943-5533.0001736](https://doi.org/10.1061/(asce)mt.1943-5533.0001736)
- Huber, F.; Blasenbauer, D.; Aschenbrenner, P.; Fellner, J. (2019). *Chemical composition and leachability of differently sized material fractions of municipal solid waste incineration bottom ash*. *Waste Management*, 95, pp. 593-603. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2019.06.047>
- Jamieson, H. E. (2011). *Geochemistry and mineralogy of solid mine waste: Essential knowledge for predicting environmental impact*. *Elements*, 7, pp. 381-386. <https://doi.org/10.2113/gselements.7.6.381>
- Jiang, P.; Lv, S.; Wang, Y.; Li, N.; Wang, W. (2019). *Investigation on direct shear and energy dissipation characteristics of iron tailings powder reinforced by polypropylene fiber*. *Applied Sciences*, 9, 5098. <https://doi.org/10.3390/app9235098>
- Klymko, T.; Dijkstra, J. J.; van Zomeren, A. (2017). *Guidance document on hazard classification of MSWI bottom ash*. ECN report.

- Krishna, R. S.; Shaikh, F.; Mishra, J.; Lazorenko, G.; Kasprzhitskii, A. (2021). *Mine tailings-based geopolymers: Properties, applications and industrial prospects*. Ceramics International, 47, pp. 17826-17843. <https://doi.org/10.1016/j.ceramint.2021.03.180>
- Le, N. H.; Razakamanantsoa, A.; Nguyen, M. L.; Phan, V. T.; Dao, P. L.; Nguyen, D. H. (2018). *Evaluation of physicochemical and hydromechanical properties of MSWI bottom ash for road construction*. Waste Management, 80, pp. 168–174. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2018.09.007>
- Lee, M. T.; Nicholson, P. G. (1997). *An Engineering Test Program of MSW Ash Mixed with Quarry Tailings for Use as a Landfill Construction Material*. ASTM Special Technical Publication, 1275, pp. 205-218.
- Li, W.; Coop, M. R. (2019). *Mechanical behaviour of panzhihua iron tailings*. Canadian Geotechnical Journal, 56, pp. 420-435. <https://doi.org/10.1139/cgj-2018-0032>
- Lin, C.-L.; Weng, M.-C.; Chang, C.-H. (2012). *Effect of incinerator bottom-ash composition on the mechanical behavior of backfill material*. Journal of Environmental Management, 113, pp. 377-382. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2012.09.013>
- Lindberg, D.,+; Molin, C.; Hupa, M. (2015). *Thermal treatment of solid residues from WtE units: A review*. Waste Management, 37, pp. 82-94. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2014.12.009>
- LNEC (2015). *Documento de aplicação. AEIRU - Agregados artificiais de escórias de incineração de resíduos urbanos para pavimentos rodoviários*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.
- Luo, H.; Cheng, Y.; He, D.; Yang, E. H. (2019). *Review of leaching behavior of municipal solid waste incineration (MSWI) ash*. Science of the Total Environment, 668, pp. 90-103. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2019.03.004>
- Lynn, C. J.; Ghataora, G. S.; Dhir OBE, R. K. (2017). *Municipal incinerated bottom ash (MIBA) characteristics and potential for use in road pavements*. International Journal of Pavement Research and Technology, 10, pp. 185-201. <https://doi.org/10.1016/j.ijprt.2016.12.003>
- Maldonado-Alameda, À.; Giro-Paloma, J.; Alfocea-Roig, A.; Formosa, J.; Chimenos, J. M. (2020a). *Municipal solid waste incineration bottom ash as sole precursor in the alkali-activated binder formulation*. Applied Sciences, 10, 4129. <https://doi.org/10.3390/APP10124129>
- Maldonado-Alameda, A.; Giro-Paloma, J.; Svobodova-Sedlackova, A.; Formosa, J.; Chimenos, J. M. (2020b). *Municipal solid waste incineration bottom ash as alkali-activated cement precursor depending on particle size*. Journal of Cleaner Production, 242, 118443. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.118443>
- Maria, I.; Enric, V.; Xavier, Q.; Barra, M.; López, A.; Plana, F. (2001). *Use of bottom ash from municipal solid waste incineration as a road material*. International Ash Utilization Symposium, Center for Applied Energy Research, University of Kentucky.
- Mei, S.; Zhong, Q.; Chen, S.; Shan, Y. (2022). *Investigation of the overtopping-induced breach of tailings dams*. Computers and Geotechnics, 149, 104864. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2022.104864>
- Mesri, G.; Vardhanabhuti, B. (2009). *Compression of granular materials*. Canadian Geotechnical Journal, 46, pp. 369-392.

- Monteiro, L. S. V. E.; Bandarra, B. S.; Quina, M. J.; Coelho, P. A. L. F. (2024). *A multidisciplinary evaluation of mixtures of municipal solid waste incineration bottom ash and mine tailings for sustainable geotechnical solutions*. Construction and Building Materials, 455, 139139. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.139139>
- Muhunthan, B.; Taha, R.; Said, J. (2004). *Geotechnical Engineering Properties of Incinerator Ash Mixes*. Journal of the Air & Waste Management Association, 54 (8), pp. 985-991. <https://doi.org/10.1080/10473289.2004.10470959>
- Neuwahl, F.; Cusano, G.; Benavides, J. G.; Holbrook, S.; Serge, R. (2019). *Best Available Techniques (BAT) Reference Document for Waste Incineration. Industrial Emissions Directive 2010/75/EU (Integrated Pollution Prevention)*. In Industrial Emissions Directive 2010/75/EU (Integrated Pollution Prevention and Control).
- Nordstrom, D. K. (2011). Mine waters: Acidic to circumneutral. Elements, 7, pp. 393-398. <https://doi.org/10.2113/gselements.7.6.393>
- Oehmig, W. N.; Roessler, J. G.; Zhang, J.; Townsend, T. G. (2015). *Effect of ferrous metal presence on lead leaching in municipal waste incineration bottom ashes*. Journal of Hazardous Materials, 283, pp. 500-506. <https://doi.org/10.1016/j.jhazmat.2014.09.040>
- Oyediran, I. A.; Enya, N. I. (2021). *Crude oil Effects on Some Engineering Properties of Sandy Alluvial Soil*. International Journal of Mining and Geo-Engineering, 55 (1), pp. 7-10. <https://doi.org/10.22059/IJMGE.2020.283051.594815>
- Pandard, P.; Römbke, J. (2013). *Proposal for a “Harmonized” strategy for the assessment of the HP 14 property*. Integrated Environmental Assessment and Management, 9 (4), pp. 665-672. <https://doi.org/10.1002/ieam.1447>
- Raju, P. N. P.; Andian, N. S.; Nagaraj, T. S. (1995). *Analysis and estimation of the coefficient of consolidation*. Geotechnical Testing Journal. ASTM, 18 (2), pp. 252-258. <https://doi.org/10.1520/GTJ10325J>
- Ribé, V.; Nehrenheim, E.; Odlare, M. (2014). *Assessment of mobility and bioavailability of contaminants in MSW incineration ash with aquatic and terrestrial bioassays*. Waste Management, 34, pp. 1871-1876. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2013.12.024>
- Römbke, J.; Moser, T.; Moser, H. (2009). *Ecotoxicological characterisation of 12 incineration ashes using 6 laboratory tests*. Waste Management, 29 (9), pp. 2475-2482. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2009.03.032>
- Sarathchandra, S. S.; Rengel, Z.; Solaiman, Z. M. (2022). *Remediation of heavy metal-contaminated iron ore tailings by applying compost and growing perennial ryegrass (Lolium perenne L.)*. Chemosphere, 288, 132573. <https://doi.org/10.1016/j.chemosphere.2021.132573>
- Segui, P.; Safhi, A. el M.; Amrani, M.; Benzaazoua, M. (2023). *Mining Wastes as Road Construction Material: A Review*. Minerals, 13, 90. <https://doi.org/10.3390/min13010090>
- Silva, R. V.; de Brito, J.; Lynn, C. J.; Dhir, R. K. (2019). *Environmental impacts of the use of bottom ashes from municipal solid waste incineration: A review*. Resources, Conservation and Recycling, 140, pp. 23-35. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2018.09.011>
- Sivakugan, N. (2011). *Engineering Properties of Soil*. In B. M. Das (Ed.), Geotechnical engineering handbook. J. Ross Publishing.

- Sorlini, S.; Collivignarelli, M. C.; Abbà, A. (2017). *Leaching behaviour of municipal solid waste incineration bottom ash: From granular material to monolithic concrete*. Waste Management and Research, 35 (9), pp. 978-990. <https://doi.org/10.1177/0734242X17721340>
- Sormunen, L. A.; Rantsi, R. (2015). To fractionate municipal solid waste incineration bottom ash: Key for utilisation? Waste Management and Research, 33 (11), pp. 995-1004. <https://doi.org/10.1177/0734242X15600052>
- Spreadbury, C. J.; McVay, M.; Laux, S. J.; Townsend, T. G. (2021). *A field-scale evaluation of municipal solid waste incineration bottom ash as a road base material: Considerations for reuse practices*. Resources, Conservation and Recycling, 168, 105264. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2020.105264>
- Sridharan, A.; Gurtug, Y. (2004). *Swelling behaviour of compacted fine-grained soils*. Engineering Geology, 72, pp. 9-18. [https://doi.org/10.1016/S0013-7952\(03\)00161-3](https://doi.org/10.1016/S0013-7952(03)00161-3)
- Tang, J.; Steenari, B. M. (2016). *Leaching optimization of municipal solid waste incineration ash for resource recovery: A case study of Cu, Zn, Pb and Cd*. Waste Management, 48, pp. 315-322. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2015.10.003>
- Wagner, A. C.; de Sousa Silva, J. P.; de Azambuja Carvalho, J. V.; Cezar Rissoli, A. L.; Cacciari, P. P.; Chaves, H. M.; Scheuermann Filho, H. C.; Consoli, N. C. (2023). *Mechanical behavior of iron ore tailings under standard compression and extension triaxial stress paths*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 15, pp. 1883-1894. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2022.11.013>
- Wang, C.; Jing, J.; Qi, Y.; Zhou, Y.; Zhang, K.; Zheng, Y.; Zhai, Y.; Liu, F. (2023). *Basic characteristics and environmental impact of iron ore tailings*. Frontiers in Earth Science, 11, 1181984. <https://doi.org/10.3389/feart.2023.1181984>
- Wiles, C. C. (1996). *Municipal solid waste combustion ash: State-of-the-knowledge*. Journal of Hazardous Materials, 47 (1-3), pp. 325-344. [https://doi.org/10.1016/0304-3894\(95\)00120-4](https://doi.org/10.1016/0304-3894(95)00120-4)
- Xu, D.-M.; Zhan, C.-L.; Liu, H.-X.; Lin, H.-Z. (2019). *A critical review on environmental implications, recycling strategies, and ecological remediation for mine tailings*. Environmental Science and Pollution Research, 26, pp. 35657-35669. <https://doi.org/10.1007/s11356-019-06555-3>
- Young, G.; Chen, Y.; Yang, M. (2021). *Concentrations, distribution, and risk assessment of heavy metals in the iron tailings of Yeshan National Mine Park in Nanjing, China*. Chemosphere, 271, 129546. <https://doi.org/10.1016/j.chemosphere.2021.129546>
- Yusoff, S. A. N. M.; Bakar, I.; Wijeyesekera, D. C.; Zainorabidin, A.; Azmi, M.; Ramli, H. (2017). *The effects of different compaction energy on geotechnical properties of kaolin and laterite*. AIP Conference Proceedings, 1875 (030009). <https://doi.org/10.1063/1.4998380>
- Zamani, M.; Badv, K. (2019). *Assessment of the Geotechnical Behavior of Collapsible Soils: A Case Study of the Mohammad-Abad Railway Station Soil in Semnan*. Geotechnical and Geological Engineering, 37, pp. 2847-2860. <https://doi.org/10.1007/s10706-018-00800-1>
- Zhang, X.; Yang, H.; Cui, Z. (2018). *Evaluation and analysis of soil migration and distribution characteristics of heavy metals in iron tailings*. Journal of Cleaner Production, 172, pp. 475-480. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2017.09.277>
- Zhang, Z.; Zhang, L.; Li, A. (2015). *Development of a sintering process for recycling oil shale fly ash and municipal solid waste incineration bottom ash into glass ceramic composite*. Waste Management, 38 (1), pp. 185-193. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2014.12.028>

CONCEITOS E PRINCÍPIOS DA GEOTECNIA AMBIENTAL APLICADOS NA RECUPERAÇÃO DO PASSIVO AMBIENTAL DE SÃO PEDRO DA COVA

Concepts and principles of environmental geotechnics applied to the reclamation of the environmental liability of São Pedro da Cova

António José Roque^a, Vitor Monteiro^b, Maria João Coelho^a

^a Departamento de Geotecnia, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal.

^b Comissão de Coordenação e Desenvolvimento Regional do Norte, Portugal.

RESUMO – Com o objetivo de proceder à recuperação paisagística de uma área com topografia muito irregular, maioritariamente escavada nas escombreyas da antiga mina de carvão de São Pedro da Cova, em Gondomar, e à sua futura urbanização, foram transportados para o local resíduos produzidos pela Siderurgia Nacional da Maia entre 1976 e 1996. As autoridades nacionais autorizaram esta operação de valorização de resíduos com base na sua classificação como “claramente inertes”. Devido a dúvidas sobre esta classificação, para além de outras, a operação foi cancelada em fevereiro de 2002, cerca de sete meses após o seu início. Os alertas e as pressões, quase uma década depois, de vários setores da sociedade, locais e nacionais, para os riscos do depósito de resíduos para a saúde pública e para o ambiente, desencadearam a realização de estudos que permitissem reavaliar a perigosidade e a quantidade dos resíduos depositados. O artigo expõe os principais métodos e resultados dos estudos e os principais trabalhos que foram implementados entre 2010 e 2023, e que permitiram a recuperação ambiental e paisagística do local.

ABSTRACT – In order to accomplish the landscape reclamation of an area with very irregular topography, mostly excavated in the spoils of the old coal mine São Pedro da Cova, in Gondomar, and its future urbanization, waste produced by the Siderurgia Nacional da Maia between 1976 and 1996 was transported to the site. The national authorities authorised this waste recovery operation based on its classification as ‘clearly inert’. Due to doubts about this classification, among other doubts, the operation was cancelled in February 2002, about seven months after it started. Near a decade later, warnings and pressure from various sectors of society, both local and national, about the risks of waste disposal for public health and the environment were responsible for initiating studies being launched to reassess the hazardousness and the quantity of waste that had been dumped. The paper sets out the main methods and results of the studies and the work that were carried out between 2010 and 2023 and which enabled the environmental and landscape reclamation of the site.

Palavras Chave – resíduos, perigosidade, contaminação.

Keywords – waste, hazardousness, contamination.

1 – INTRODUÇÃO

A nível global, entre as décadas de 1940 e 1960, muito poucas, ou nenhuma, ações estavam focadas nas questões ambientais. Apesar de já existirem manifestações de sensibilização ambiental, o *slogan* “a diluição é a solução para a poluição”, indicia o grau de preocupação que estes assuntos

E-mails: aroque@lnec.pt (A. Roque), Vitor.Monteiro@ccdr-n.pt (V. Monteiro), marjoao@lnec.pt (M.J. Coelho)

ORCID: orcid.org/0000-0003-4467-0164 (A. Roque), orcid.org/0000-0003-0013-9179 (M.J. Coelho)

granjeavam à época (Reddy e Adams, 2015). Os resíduos, sólidos e líquidos, eram, então, depositados ou lançados, mesmo os não acondicionados, diretamente em cursos de água ou no terreno, onde não existiam quaisquer estruturas de confinamento. Em consequência do rápido aumento das descargas poluentes, a capacidade de o ambiente as absorver, sem manifestar efeitos secundários, estava a ser ultrapassada. Além disso, existem numerosas substâncias químicas que não se degradam por processos naturais num período aceitável à escala de tempo da vida humana.

As primeiras manifestações de interesse público pela proteção do ambiente e as primeiras iniciativas legislativas com o mesmo objetivo, surgiram apenas nas décadas de 1960 e de 1970 nos Estados Unidos da América (EUA), quando se tomou consciência da existência de um grande número de locais contaminados, devido às más práticas que vinham sendo adotadas, e que muitos desses locais constituíam uma ameaça significativa para a saúde pública e para o ambiente.

O passivo ambiental¹ mais conhecido no mundo é o de Love Canal, em Niagara Falls (EUA). Entre 1942 e 1953 foram depositadas mais de 21 000 toneladas de resíduos perigosos num canal abandonado, até ao esgotamento da sua capacidade, altura em que foram cobertos com uma camada de solo. Após a urbanização do local, iniciada na década de 1950, começaram a surgir problemas de saúde na população, causados pelos lixiviados e pelos gases tóxicos emanados a partir do depósito de resíduos. Em 1978, Love Canal foi declarada área de emergência médica, com a realocação dos seus moradores.

Para mitigar as consequências negativas do elevado número de locais com solos e águas subterrâneas contaminados em todo o mundo, que se estimam em vários milhões (Lee et al., 2021; Gao et al., 2022), vem-se recorrendo a diversas opções de remediação baseadas em tecnologias de tratamento e(ou) de confinamento. A primeira iniciativa legislativa com esse objetivo foi aprovada nos EUA, em 1980, com a designação de *Comprehensive Environmental Response, Compensation and Liabilities Act*, conhecida abreviadamente por *Superfund*. Na União Europeia (UE), e em Portugal, ainda não existe legislação com os mesmos fins. A proposta de Diretiva do Parlamento Europeu e do Conselho, de 22 de setembro de 2006, a COM (2006) 231, sobre a “Estratégia Temática de Proteção do Solo”, foi retirada em maio de 2014 sem ser publicada no Jornal Oficial da União Europeia. Recentemente, em 5 de julho de 2023, foi apresentada uma nova proposta, a COM (2023) 416, relativa à “Monitorização e Resiliência do Solo (Diretiva da Monitorização do Solo)”, que visa assegurar o mesmo nível de proteção para o solo que o já existente para a água, o meio marinho e o ar na UE, e que até 2050, todos os solos sejam saudáveis. A nível nacional foi apresentado, em 2015, um projeto de Decreto-Lei sobre a “Prevenção da Contaminação e Remediação da Qualidade do Solo”, conhecido por PRoSolos. Até à publicação de legislação específica para a prevenção da contaminação do solo e a sua remediação, a Agência Portuguesa do Ambiente, I.P. (APA) elaborou cinco “Guias Técnicos” e outros documentos técnicos com “Elementos Orientativos” e com “Medidas e Recomendações”, disponíveis em <https://apambiente.pt/>.

Por outro lado, para prevenir a continuação das práticas responsáveis pela contaminação dos solos e das águas subterrâneas, os resíduos passaram a ser depositados em aterros de resíduos, que contrariamente às lixeiras, são obras projetadas e construídas com sistemas de proteção ambiental na base e na cobertura, cujas características variam em função da perigosidade dos resíduos. Estabeleceram-se, igualmente, regras para a gestão integrada dos resíduos, designadamente, para promover a sua valorização e prolongar o período de exploração dos aterros de resíduos, que estava a ser inferior à projetada. As primeiras leis, neste âmbito, foram aprovadas em 1965 nos EUA, a designada *Solid Waste Disposal Act*, revista em 1970, e em 1976, conhecida como a *Resource Conservation and Recovery Act* (Reddy e Adams, 2015). Em Portugal, a gestão dos resíduos foi enquadrada, pela primeira vez, em 1985, através do Decreto-Lei n.º 488/85, de 25 de novembro,

¹ Passivo ambiental é um tipo de dano ao ambiente que resulta da acumulação de contaminantes ao longo do tempo em resultado de atividades extrativas, industriais ou urbanas, passadas, geograficamente limitadas, que necessitam ser resolvidas pelos potenciais riscos para a saúde pública e para o ambiente (APA, 2008).

revogado, em 1995, pelo Decreto-Lei n.º 310/95, de 20 de novembro, que transpôs as Diretivas n.º 91/156/CEE, de 18 de março e n.º 91/689/CEE, de 12 de dezembro. Como o diploma se revelou insuficiente para a gestão adequada dos resíduos, foi revisto e substituído pelo Decreto-Lei n.º 239/97, de 9 de setembro.

Apesar de no início deste século já haver, a nível nacional, tanto conhecimento da ocorrência de desastres ambientais e das suas consequências negativas para a sociedade, o ambiente e a economia, *vide* o caso emblemático de Love Canal, como legislação para o setor, e estar em curso o encerramento das lixeiras (1996-2001) e a construção dos primeiros aterros de resíduos, o que seria, inicialmente, uma operação de valorização de resíduos (produzidos entre 1976 e 1996 pela Siderurgia Nacional da Maia, SNM), esteve na origem do passivo ambiental de São Pedro da Cova (SPC), sito no concelho de Gondomar. Em 2011, este passivo ambiental foi adicionado, pelas autoridades nacionais competentes, à lista de passivos ambientais de intervenção prioritária, na sequência do estudo do local pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil, I.P. (LNEC), que classificou os resíduos como perigosos e recomendou a sua remoção, logo que possível, a destino final adequado (Roque e Pina, 2011).

Dada a circunstância dos estudos e dos trabalhos efetuados no campo e em laboratório, ao longo de cerca de 13 anos (2010 - 2023), para a recuperação do passivo ambiental de SPC, terem abrangido um grande número de metodologias e de procedimentos que seguiram conceitos e princípios da Geotecnia Ambiental, e de uma pesquisa efetuada aos artigos publicados nesta revista ter mostrado que ainda não foram abordados, a sua divulgação constitui um dos objetivos deste trabalho.

Os imprevistos que ocorreram e as consequentes soluções adotadas constituíram ensinamentos igualmente relevantes que, geralmente, só são passíveis de obter em casos de estudo aplicados a situações reais, como o que se apresenta neste artigo, pelo que se considerou de interesse partilhá-los através deste número especial da revista. Segundo Marr et al. (2014), os casos de estudo claros, completos e criteriosos constituem informação essencial para o avanço da prática e, como tal, são contribuições altamente valiosas, devendo, sempre que possível, serem apresentadas recomendações específicas; pressupostos que se aplicam ao caso de estudo de SPC.

Atendendo à existência de outros passivos ambientais no País (APA, 2008 e 2011; EDM, 2011) a requerer igualmente intervenção prioritária, entende-se que se contribui com informações relevantes e úteis para os estudos e os trabalhos que venham a ser desenvolvidos na sua recuperação ou na recuperação de outros que venham a ser identificados.

2 – ORIGEM DO PASSIVO AMBIENTAL

O passivo ambiental de SPC, situado no lugar do Alto do Castanhal, em Gondomar (Figura 1), foi construído, em grande parte, sobre uma área escavada nas escombrelas da antiga mina de carvão explorada neste concelho, até ao início da década de 1970.

A origem do passivo ambiental resultou da conjugação de dois interesses: a) a recuperação paisagística do local para posterior urbanização, e b) a existência de material de empréstimo nas instalações da SNM, atualmente propriedade da Siderurgia Nacional - Empresa de Produtos Longos, S.A., à distância de cerca de 30 km de SPC, na quantidade necessária para construir uma plataforma à cota de 142 m, num terreno com grande irregularidade topográfica.

O material de empréstimo utilizado foi um resíduo proveniente das partículas libertadas pelos fornos da SNM e captadas pelos filtros de mangas eletrostáticas existentes nos sistemas de despoeiramento, o qual se designa habitualmente por cinzas volantes. O volume de resíduos acumulado durante 20 anos, entre 1976 e 1996, foi estimado em cerca de 65 000 m³, a que corresponderiam cerca de 97 000 toneladas (Tecninvest, 1997).

A operação de valorização dos resíduos foi autorizada em 2001, na sequência da sua classificação como “claramente inertes”, baseada na concentração dos componentes no eluato (Publiambiente, 2000). Contudo, avaliações anteriores, efetuadas em 1995 e em 1996, por duas entidades distintas, classificaram os mesmos resíduos, igualmente com base na concentração dos

componentes no eluato, na categoria de apenas admissíveis em aterros de resíduos perigosos (Tecninvest, 1997). Segundo Publiambiente (2000), a evolução da perigosidade dos resíduos de perigosos para inertes, passados apenas cerca de quatro anos, ter-se-á devido à significativa lixiviação dos resíduos pelas águas pluviais.

A área de cerca de 11 000 m², aprovada pela Câmara Municipal de Gondomar, para a construção da plataforma à cota de 142 m, está identificada na Figura 1 como “Área 1”. A operação de valorização dos resíduos iniciou-se em julho de 2001, mas em fevereiro de 2002 foi cancelada pelas razões seguintes: a) existência de dúvidas sobre a classificação dos resíduos como “claramente inertes”, b) deposição dos resíduos numa área superior à Área 1 licenciada, e c) deposição de resíduos numa quantidade superior à licenciada.

Devido ao cancelamento da operação, não terão sido transportados cerca de 19 000 m³ dos resíduos existentes na SNM, segundo estimativa de uma perícia colegial solicitada pelo Tribunal Arbitral (2006). A mesma perícia reavaliou em cerca de 98 000 m³ o volume dos resíduos que existiriam, inicialmente, nas instalações da SNM.

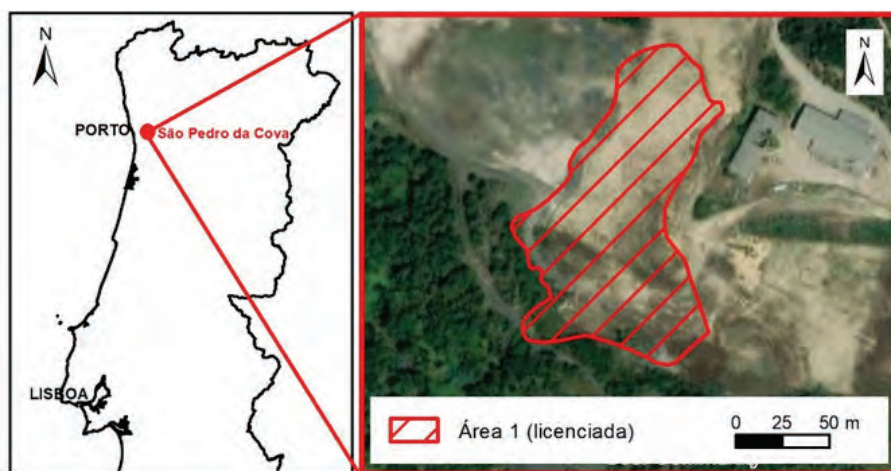


Fig. 1 – Localização do passivo ambiental de São Pedro da Cova e da área de deposição licenciada (Área 1).

3 – FASEAMENTO DOS ESTUDOS E DOS TRABALHOS PARA A RECUPERAÇÃO DO PASSIVO AMBIENTAL

Na sequência de ações desenvolvidas pelos habitantes e autarcas locais, forças políticas e associações de defesa do ambiente, e de um pedido, em junho de 2010, para a Comissão Europeia intervir na resolução do que já era considerado um “crime ambiental”, a Comissão de Coordenação e Desenvolvimento Regional do Norte (CCDRN), observando o princípio da precaução ambiental, solicitou ao LNEC, ainda em junho de 2010, a avaliação da perigosidade, da quantidade e da homogeneidade dos resíduos depositados em SPC.

Devido, tanto à dimensão do problema e à complexidade do conjunto de medidas que foi necessário desenvolver e implementar, como a vários imprevistos, a recuperação do passivo ambiental estendeu-se até 2023, ou seja, por um período de cerca de 13 anos. Pela sua relevância para a compreensão da globalidade da intervenção, justifica-se a apresentação do faseamento dos principais estudos e trabalhos realizados para a recuperação do passivo ambiental, bem como dos principais imprevistos ocorridos.

A descrição cronológica das principais atividades desenvolvidas é exposta de acordo com o faseamento seguinte: a) Fase 1 - entre junho de 2010 e abril de 2011, b) Fase 2 - entre maio de 2011

e setembro de 2015, c) Fase 3 - entre maio de 2015 e março de 2017, e d) Fase 4 - entre agosto de 2020 e setembro de 2023.

Fase 1: Caracterização do depósito de resíduos

Na sequência da solicitação da CCDRN, o LNEC elaborou um programa experimental para a execução de trabalhos no campo e em laboratório (Roque, 2010). A execução deste programa e a interpretação dos resultados obtidos evidenciaram que: a) os resíduos eram perigosos, b) existiam resíduos no exterior da Área 1 (licenciada), representada na Figura 2 pela “Área 2”, c) a espessura da camada de recobrimento dos resíduos era muito superior aos 0,3 m a 0,5 m previstos no projeto licenciado, e d) inexistia a camada de impermeabilização, com 0,30 m de espessura, na base do depósito, que as alterações ao projeto inicial previam que fosse construída com caulino. Os estudos elaborados nesta fase reconfirmaram, portanto, a classificação de resíduos perigosos apresentada em Tecninvest (1997) e a incorreção da classificação dos resíduos como “claramente inertes” apresentada em Publiambiente (2000). Ficou igualmente esclarecido que os resíduos foram depositados numa área superior à licenciada, que na Figura 2 estão representadas pelas Área 2 e Área 1, respetivamente. Com base nos resultados obtidos, o LNEC estimou a quantidade de resíduos na Área 2 e recomendou a sua remoção para destino final adequado (Roque e Pina, 2011).

Fase 2: Remoção dos resíduos

No seguimento do recomendado na Fase 1, a recuperação do passivo ambiental foi considerada prioritária, como foi referido anteriormente, e a CCDRN solicitou ao LNEC a apresentação de uma metodologia para a remoção dos resíduos (Roque, 2013). No decurso dos trabalhos da remoção, verificou-se que na Área 2, a sudeste da Área 1, a massa de resíduos continuava para nordeste e sudeste do limite definido para aquela área. A remoção também expôs uma vala que foi escavada no terreno situado na base do depósito, com volumetria significativa, preenchida pelos resíduos (Figura 3). Devido a estas ocorrências, e a estimativa da quantidade de resíduos a remover se basear, sobretudo, nas espessuras dos resíduos retiradas dos diagramas das sondagens realizadas na Fase 1, a quantidade contratualizada foi atingida numa área que era cerca de metade da Área 2 estudada, identificada na Figura 2 pela “Área 3”. O elevado volume de solos naturais que existiam sobre os resíduos, justificou que na metodologia proposta (Roque, 2013) tivesse sido considerado o seu encaminhamento para áreas de armazenamento temporário, para posterior reutilização no preenchimento da área onde houve escavação de resíduos. Dada a perigosidade dos resíduos, o tempo que decorreu entre o depósito e a remoção (cerca de 12 anos), e a inexistência de estrutura de confinamento basal, a metodologia proposta também contemplou a avaliação da contaminação dos terrenos subjacentes ao depósito. Nos casos em que houve contaminação, procedeu-se à sua remoção.

Fase 3 – Caracterização do depósito de resíduos remanescente

Dada a existência de resíduos numa área superior à Área 2, bem como aos resíduos da Área 2 que não foram removidos na fase anterior, a CCDRN solicitou ao LNEC, ainda no decurso da Fase 2, a elaboração de um novo programa experimental (Roque, 2015), similar ao da Fase 1, tendo por objetivo delimitar a área remanescente com resíduos e estimar a sua quantidade. Com base nos resultados obtidos, delimitou-se a área representada na Figura 2 como “Área 4” e estimou-se a quantidade de resíduos a remover (Roque et al., 2017). Esta área também incluiu a área que não foi possível remover na Fase 2.

Fase 4 – Remoção dos resíduos remanescentes

Na sequência dos resultados obtidos na Fase 3, a CCDRN promoveu a remoção dos resíduos da Área 4, tendo sido utilizadas metodologias semelhantes às adotadas na Fase 2 (Roque et al., 2017; Roque, 2017). No decorrer das operações de remoção, verificou-se, tal como na Fase 2, a existência de resíduos numa área (“Área 5”) superior à estudada na Fase 3 (Área 4), como se pode observar na

Figura 2. Também neste caso, a quantidade de resíduos estimada na Fase 3 foi inferior à quantidade total removida na Fase 4. As principais razões que contribuíram para a diferença entre as quantidades estimada e real foram as seguintes: a) basear-se, principalmente, nas espessuras dos resíduos retiradas dos diagramas das sondagens realizadas na Fase 3, b) o levantamento topográfico do terreno sobre o qual foram depositados os resíduos só estava disponível para uma parte da área total intervencionada, e mesmo neste caso, sem a certeza de o levantamento disponibilizado corresponder à topografia do terreno na altura da deposição dos resíduos, c) a significativa irregularidade do terreno natural (Figura 4), acentuada por bacias escavadas com expressão volumétrica (Figura 5), provavelmente contemporâneas da atividade mineira no local, e d) a área escavada ser superior à área definida na Fase 3. As atividades desenvolvidas na Fase 4 permitiram concluir a recuperação do passivo ambiental, ou seja, a remoção dos resíduos perigosos e do terreno contaminado pelos resíduos, e a recuperação paisagística do local intervencionado, passados cerca de 20 anos sobre a deposição dos resíduos.

No final dos trabalhos verificou-se que a área total intervencionada, representada pela Área 5 na Figura 2, correspondia a cerca de 33 000 m², ou seja, aproximadamente 1,3 vezes superior à área resultante da união das áreas definidas pelo LNEC na Fase 1 e na Fase 3, e cerca de três vezes superior à área licenciada (Área 1). A massa de resíduos removida foi cerca de 290 000 toneladas, aproximadamente 1,2 vezes superior ao valor estimado pelo LNEC. Relativamente ao valor estimado para os resíduos transportados da SNM para SPC, entre junho de 2001 e fevereiro de 2002, a massa de resíduos removida foi cerca de 4,3 vezes superior, e ao valor posteriormente retificado pelo Tribunal Arbitral (2006), foi cerca de 2,0 vezes superior.

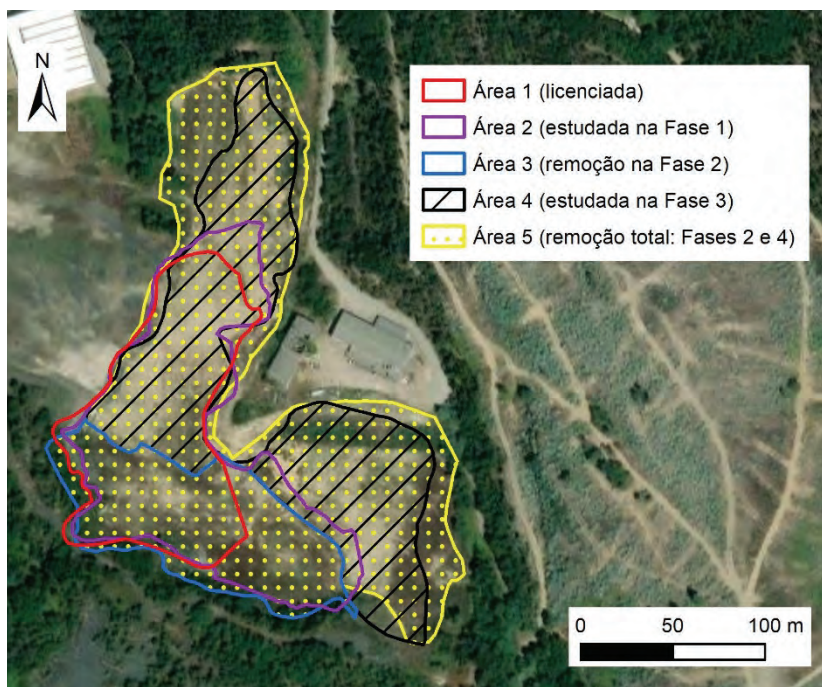


Fig. 2 – Comparação da área licenciada para a deposição dos resíduos (Área 1) com as áreas definidas a partir dos trabalhos de reconhecimento (Área 2 e Área 4) e após a remoção (Área 3 e Área 5).

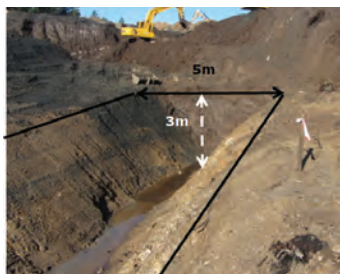


Fig. 3 – Vala escavada no terreno subjacente ao depósito de resíduos.



Fig. 4 – Irregularidade do terreno subjacente ao depósito de resíduos.



Fig. 5 – Bacias escavadas no terreno subjacente ao depósito de resíduos.

4 – METODOLOGIAS APLICADAS

4.1 – Reconhecimento do depósito

O reconhecimento do depósito de resíduos, quer na Fase 1, quer na Fase 3, foi efetuado, sobretudo, através de sondagens destrutivas e da recolha de amostras integrais. Na Fase 3 também se realizaram perfis de resistividade elétrica (Mota, 2017) para auxílio ao planeamento dos trabalhos de prospeção mecânica, em particular onde não foi recolhida informação na Fase 1. Durante a execução das sondagens na Fase 3, também foram abertos poços para definir, com maior aproximação, o perímetro da área de deposição dos resíduos. Considerando que os procedimentos utilizados na execução dos perfis de resistividade elétrica e dos poços foram os comumente utilizados na geotecnia, apenas se apresentam os procedimentos utilizados na execução das sondagens e na recolha das amostras, que exigiram meios e cuidados menos comuns e pouco divulgados em trabalhos geotécnicos. Na Figura 6 estão representados os locais de realização dos trabalhos de prospeção geotécnica na área estudada, resultante da reunião da Área 2 (Fase 1) com a Área 4 (Fase 3): 49 sondagens (25 na Fase 1 e 24 na Fase 3), 13 perfis de resistividade elétrica ao longo de sete alinhamentos e 31 poços.

Na execução das sondagens foi empregue um trado oco (diâmetro interno de 76 mm e diâmetro externo de 180 mm, na Fase 1, e diâmetros interno de 83 mm e externo de 210 mm, na Fase 3), que permitia a passagem de uma sonda de rotação (Figura 7). A rotação conjunta do trado e da sonda permitiu que a furação se efetuasse sem utilizar água ou ar comprimido. Estas condições foram requeridas para minimizar alterações nas características químicas dos resíduos.

Durante o atravessamento dos solos de recobrimento, a furação foi contínua. Atingido o topo dos resíduos, a sonda era retirada e o amostrador era introduzido (Figura 8a). Na Fase 1 foi utilizado o amostrador *Macro-Core* (diâmetro interno de 66 mm e comprimento de 1 m), e na Fase 3 o amostrador *Enviro-Core* (diâmetro interno de 65 mm e comprimento de 1,5 m), cravados por percussão. O interior dos amostradores estava equipado com uma camisa transparente, semirrígida (Figura 8b), para evitar o contacto entre a amostra e o amostrador. A construção da camisa em *Cellulose Acetate Butyrate* (CAB) visou minimizar a possibilidade de o porta-amostras contaminar os resíduos. Concluída a fase de amostragem, procedia-se à extração do amostrador com a amostra integral, e volta-se a inserir a sonda para continuar a furação até se atingir uma profundidade equivalente ao comprimento amostrado (Figura 9). Estas operações foram repetidas até se atingir o terreno subjacente aos resíduos, que foi confirmado continuando com a furação o comprimento necessário.

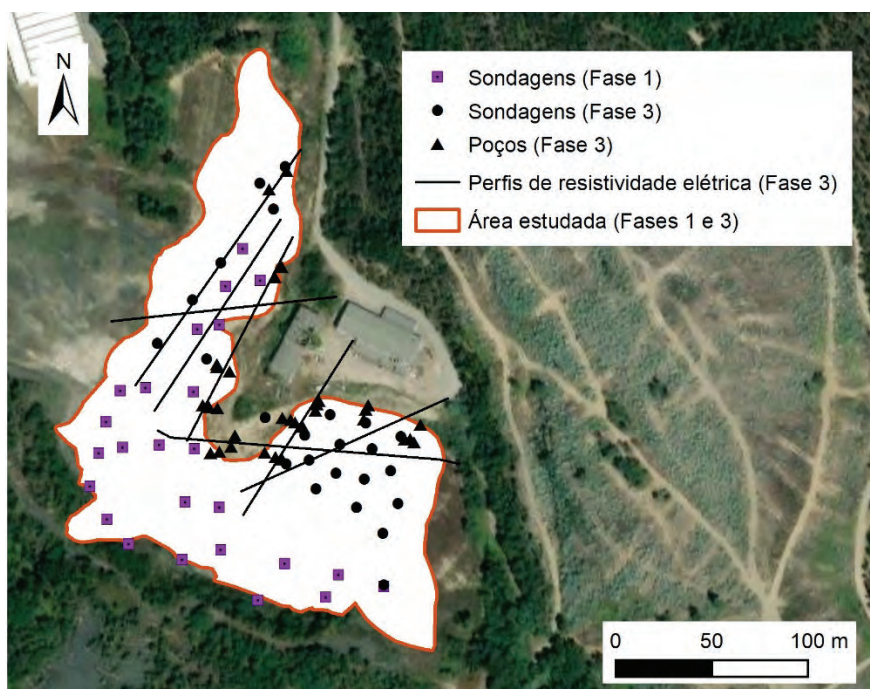


Fig. 6 – Localização dos trabalhos de prospeção geotécnica realizados na Fase 1 (Área 2) e na Fase 3 (Área 4) para delimitar a área de deposição dos resíduos.



a)



b)

Fig. 7 – a) Equipamento de furação; b) pormenor da extremidade inferior do trado oco com a sonda de rotação.

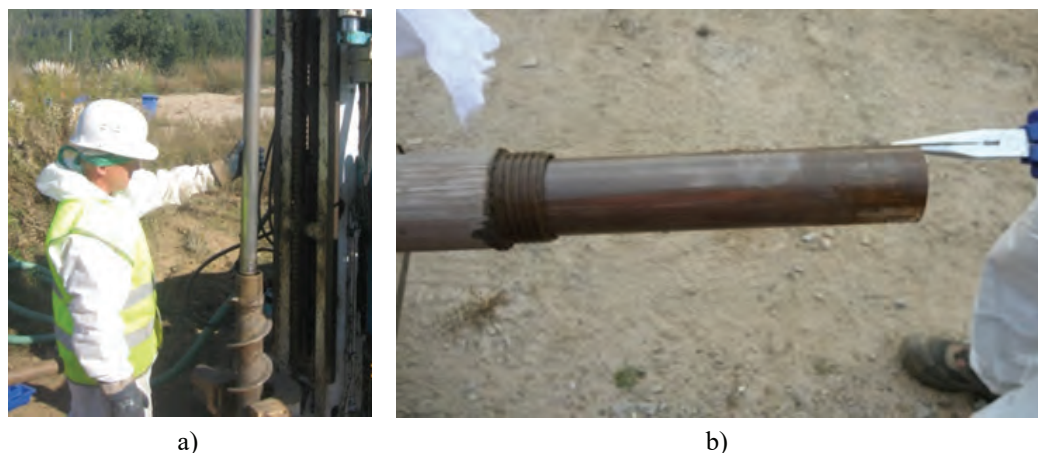


Fig. 8 – a) Introdução do amostrador no trado oco; b) camisa porta-amstras no interior do amostrador.

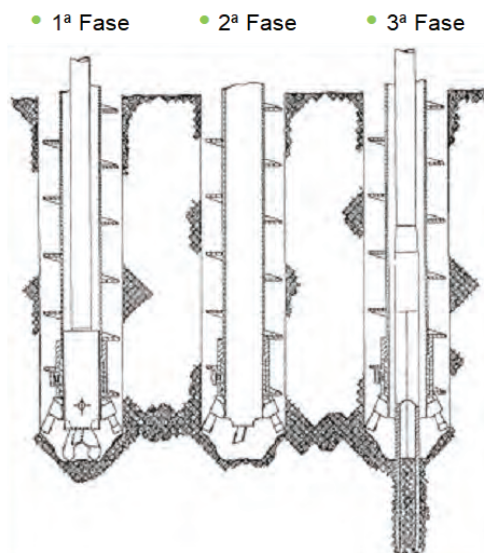


Fig. 9 – Representação esquemática do procedimento utilizado na furação e na amostragem.

Com este procedimento de furação e de recolha das amostras preveniu-se a queda de material das paredes do furo e a contaminação cruzada nos resíduos. Outra medida para minimizar a contaminação cruzada foi a lavagem da sonda rotativa e do amostrador, entre cada manobra, e do trado oco, no final de cada sondagem. A lavagem foi efetuada, inicialmente, com detergente biodegradável e solvente, terminando com água destilada a alta pressão. Após a lavagem e a secagem do equipamento, e enquanto não era utilizado, estava protegido do ambiente envolvente por uma tela.

A utilização da camisa em CAB como porta-amstras também minimizou a perturbação das amostras e evitou a exposição dos resíduos às condições ambientais. Após a extração da camisa do amostrador, e antes da colocação das tampas de selagem, cada topo foi envolvido em película plástica aderente e resistente. Para reforçar a estanqueidade do conjunto foi colocada uma fita em

teflon sobre a película plástica e as tampas (Figura 10a). Depois de seladas, as amostras eram acondicionadas em arcas térmicas (Figura 10b), à temperatura de 4° C a 6° C, até ao seu transporte para laboratório.

O transporte das amostras era efetuado ao final de cada dia, tendo havido, por vezes, recolhas a meio do dia. Este protocolo de preservação e de transporte das amostras foi seguido, tanto nas amostras utilizadas nos ensaios de caracterização química, como nos ensaios de caracterização física, ainda que neste caso o essencial fosse garantir a manutenção do teor em água. No caso das amostras utilizadas na caracterização química dos resíduos, foram ainda considerados os prazos máximos recomendados para a dosagem dos componentes químicos.



Fig. 10 – a) Porta-amostra selado; b) acondicionamento dos porta-amostras na arca térmica.

4.2 – Caracterização dos materiais

4.2.1 – Resíduos

A caracterização física dos resíduos contemplou a avaliação do teor em água natural, w_n , e do peso volúmico total, γ , tendo por objetivo quantificar a massa dos resíduos depositados.

A determinação de w_n foi efetuada de acordo com a norma portuguesa NP 84. Para obter γ adotou-se o seguinte procedimento: a) seleção de amostras com comprimento igual ou superior a 0,25 m, preferencialmente, b) corte da amostra nos dois topos, c) pesagem do provete, d) extração de resíduo dos dois topos e depois da zona central do provete para determinação de w_n , e) pesagem da camisa porta-amostra depois de esvaziada, lavada e seca, e f) medição do comprimento e do diâmetro da camisa porta-amostra em diferentes posições, com craveira digital de precisão da centésima do milímetro, para cálculo do valor médio das duas grandezas.

Na Fase 1 foram ensaiados 41 provetes e na Fase 3, 18 provetes, correspondendo a um total de 59 provetes. O número de provetes ensaiados na Fase 3 foi cerca de metade dos ensaiados na Fase 1 por haver semelhança, a olho nu, entre os resíduos amostrados nas duas fases, e se considerar que a redução do número de provetes ensaiados não teria influência relevante na obtenção de w_n e de γ .

A caracterização química e ambiental dos resíduos foi efetuada com a finalidade de avaliar: a) a homogeneidade da massa de resíduos, b) a perigosidade dos resíduos, e c) a classe de aterro de resíduos adequada à sua admissão, caso fosse esse o destino final dos resíduos, como se veio a verificar.

A partir de cada uma das 41 amostras selecionadas, 29 na Fase 1 e 12 na Fase 3, prepararam-se três provetes para a caracterização química e ambiental dos resíduos. A preparação e a preservação dos provetes foram asseguradas por um laboratório certificado, que também ficou responsável por analisar um provete por amostra. Sempre que aplicável e possível, os ensaios foram acreditados. Para controlo de qualidade dos resultados obtidos neste laboratório, foram selecionados, do segundo conjunto de provetes, três da Fase 1 e dois da Fase 3, respetivamente, cerca de 10% e 15% do total,

para serem ensaiados noutro laboratório certificado. O terceiro grupo de provetes destinava-se à realização de contra-análises, caso houvesse necessidade, como se veio a verificar.

A classificação da perigosidade dos resíduos foi efetuada de acordo com a Decisão 2000/532/CE da Comissão Europeia, na Fase 1, e com a Decisão 2014/955/EU da Comissão Europeia, na Fase 3, que revogou a primeira. A avaliação da admissibilidade dos resíduos em aterro seguiu o previsto no Decreto-Lei n.º 183/2009, de 10 de agosto (retificado pela Declaração de Retificação n.º 74/2009, de 9 de outubro), tanto na Fase 1, como na Fase 3, neste caso, com a redação alterada pelo Decreto-Lei n.º 88/2013, de 9 de julho.

4.2.2 – Terreno subjacente aos resíduos

Pelas razões já expostas na secção 3, considerou-se que o terreno subjacente aos resíduos podia ter sido contaminado por estes e, neste caso, devia estar contemplada a sua remoção na recuperação ambiental do local.

Para avaliar a contaminação do terreno foi considerada uma malha de amostragem composta por células quadradas com 25 m de lado, e a abertura de poços com 1 m de profundidade em cada nó da malha que se situava na área de remoção dos resíduos. A abertura dos poços com a profundidade de 1 m teve por referência a profundidade de migração de contaminantes registada em barreiras argilosas ou em terrenos de fundação de aterros de resíduos (Crooks e Quigley, 1984; Rowe, 1988; Yanful et al., 1988a e 1988b; FRTR, 2021), designadamente dos contaminantes que também existiam nos resíduos de SPC.

A Figura 11 mostra os locais de realização dos 43 poços, 13 na Fase 2 e 30 na Fase 4. Os poços abertos na Fase 2 estão identificados pela numeração P20 a P22, P27 a P31 e P35 a P39 e na Fase 4 pela numeração P1 a P19, P23 a P26, P32 a P34 e P40 a P43. Esta numeração resulta da renumeração dos poços abertos na Fase 2 e na Fase 4 para haver continuidade na Figura 11. Devido à utilização de malhas de amostragem ajustadas às áreas que resultaram da remoção dos resíduos na Fase 2 e na Fase 4, as localizações de alguns poços não se situam em células quadradas com 25 m de lado. A alteração à geometria previamente definida também se deveu à necessidade de proceder a pequenas deslocizações dos poços P19, P35 e P42. A Figura 11 mostra, ainda, que em alguns locais não houve abertura de poços, por se situarem em zonas de talude, de acesso difícil, ou de reduzida espessura dos resíduos.

Os poços começaram por ser abertos com o balde de uma retroescavadora até 1 m de profundidade (Figura 12a). Para minimizar a contaminação cruzada, antes da recolha da amostra com uma pá em aço inoxidável, limpa e seca, procedia-se à raspagem da parede do poço, no troço a amostrar, com uma pá igualmente em aço inoxidável, limpa e seca (Figura 12b). Entre cada manobra de raspagem e de amostragem, a pá era limpa e seca, seguindo um procedimento equivalente ao adotado na descontaminação do equipamento de furação e do amostrador. Na Fase 2, as amostras foram recolhidas em cinco troços, às profundidades seguintes: 0,00-0,10 m, 0,10-0,25 m, 0,25-0,50 m, 0,50-0,75 m, e 0,75-1,00 m. Na Fase 4 manteve-se mesmo comprimento do troço de amostragem a todas as profundidades, ou seja, os troços de 0,00-0,10 m e de 0,10-0,25 m na Fase 2, passaram a 0,00-0,25 m na Fase 4. Esta alteração teve por base os conhecimentos adquiridos na Fase 2, e permitiu uma redução de 30 amostras a analisar na Fase 4.

O material recolhido para avaliar a concentração dos metais e dos hidrocarbonetos de petróleo (HP) foi preservado de maneira distinta. As amostras para dosear os metais foram guardadas num saco em plástico limpo, resistente e de cor negra (opaco à luz), como mostra a Figura 12c, enquanto as amostras para dosear os HP foram, primeiro, envolvidas em folha de alumínio, e só depois guardadas no saco em plástico com as características já descritas. Antes do fecho do saco, procedia-se à expulsão do ar existente. Cada saco era devidamente identificado, designadamente com a indicação do grupo de componentes a dosear (metais ou HP), e guardado dentro de outro saco em plástico, com as mesmas características do primeiro e, igualmente, identificado. As massas de material recolhido para a avaliação da concentração dos contaminantes, foram, no mínimo, de 2 kg

para o doseamento dos metais e de 1 kg para o doseamento dos HP. As amostras depois de recolhidas foram preservadas em câmaras frigoríficas existentes nos laboratórios montados nos estaleiros da Fase 2 e da Fase 4, até à dosagem *on-site* dos componentes. A dosagem era iniciada no dia seguinte ao da conclusão da amostragem, que durava entre um e dois dias.

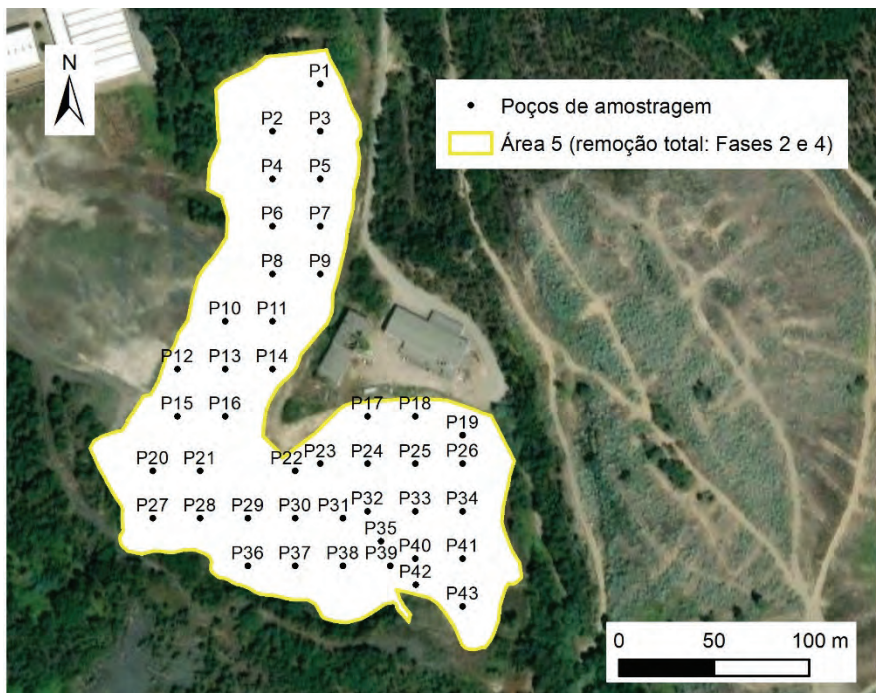


Fig. 11 – Localização dos poços realizados na Fase 2 e na Fase 4.

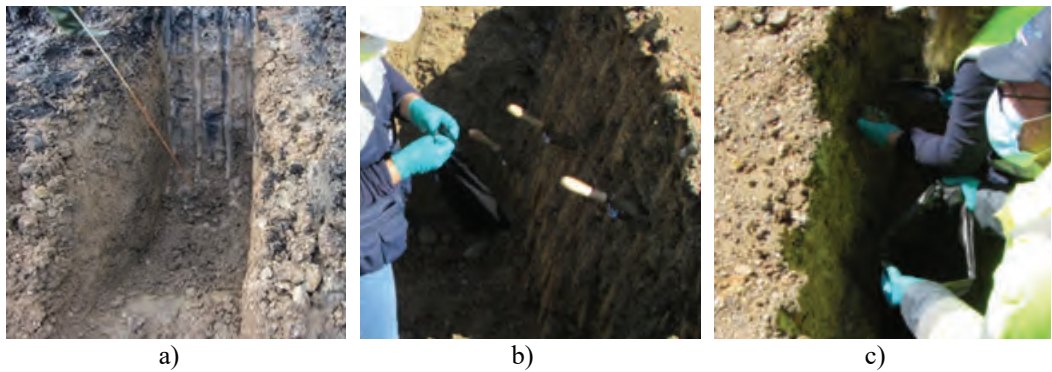


Fig. 12 – a) Poço com 1 m de profundidade; b) raspagem da parede do poço; c) recolha de amostra.

Todas as amostras foram doseadas *on-site*, com recurso a meios expeditos. Na dosagem dos metais foi utilizado o analisador ambiental NITON, que permite a dosagem direta por fluorescência de raios-X. Para dosear a concentração dos HP foi utilizado o analisador PetroFLAG, que apenas permite a medição do teor dos HP e não os teores das suas frações. Para aferir as dosagens obtidas

com os dois métodos, foram preparados provetes em amostras seleccionadas, e enviados a laboratório certificado para análise *off-site*.

A avaliação da contaminação dos terrenos na Fase 2 foi efetuada comparando os resultados obtidos para os componentes doseados com os correspondentes valores de referência previstos na coluna “Residential/Parkland/Institutional Property Use” da “Table 2 - Full depth generic site condition standards in a potable ground water condition” do guia de Ontário (Ministry of the Environment, 2011). O guia de Ontário era, à data da execução dos trabalhos da Fase 2, o guia recomendado pela APA. Na Fase 4 foram utilizados os valores de referência publicados na “Tabela E - Valores de referência genéricos para o solo” da primeira edição do guia técnico da APA, datada de 2019 (APA, 2022), previstos para o uso urbano do terreno, com utilização de água subterrânea. Os valores de referência adotados para o guia da APA são, em grande parte, os apresentados no guia de Ontário.

Nos casos em que havia contaminação do terreno subjacente aos resíduos, procedeu-se à remoção de um volume equivalente a um paralelepípedo retangular com 25 m de lado e a altura do troço amostrado, centrado com o poço onde foi recolhida a amostra. Como o volume de terreno contaminado foi reduzido, não se considerou a avaliação da perigosidade do resíduo resultante do solo contaminado escavado, tendo sido transportado conjuntamente com os resíduos perigosos.

4.2.3 – Solos de recobrimento dos resíduos

Para viabilizar a reutilização dos solos naturais de recobrimento dos resíduos na recuperação do passivo ambiental de SPC, através do seu reaterro na área de escavação dos resíduos, era necessário garantir que não haveria contaminação pelos resíduos perigosos. Para tal, os solos situados a menos de cerca de 0,30 m do topo dos resíduos não foram reutilizados, tendo sido escavados conjuntamente com os resíduos perigosos.

Os solos de recobrimento escavados e reutilizados na Fase 2 e na Fase 4 foram colocados em áreas de deposição temporária existentes na zona intervencionada e armazenados em pilhas, a partir das quais foram recolhidas as amostras para proceder à sua caracterização geotécnica. Os ensaios efetuados no laboratório montado nos estaleiros das duas fases foram os seguintes: a) análise granulométrica por peneiração, segundo a especificação LNEC E 196 (LNEC, 1996a), b) limites de consistência, pela NP 143 (IPQ, 1969), c) teor em água, w , pela NP 84 (IPQ, 1965a), d) densidade das partículas, pela NP 83 (IPQ, 1965b), e e) compactação tipo Proctor modificado, pela especificação LNEC E 197 (LNEC, 1966b). A frequência de amostragem requerida era de uma amostra a cada 5000 m³ de solo movimentado, ou sempre que existisse alteração visual nas suas características. Contudo, tanto na Fase 2, como na Fase 4, a frequência de amostragem foi superior, respetivamente, uma amostra a cada cerca de 1900 m³ e de 3100 m³.

Antecedendo os trabalhos do reaterro na Fase 2 e na Fase 4 foi realizado um trecho experimental com o objetivo de estabelecer os procedimentos e os critérios de controlo da qualidade para a sua construção. O grau de compactação (GC) das camadas do reaterro devia ser igual ou superior a 90%, tendo como referência os resultados do ensaio de compactação Proctor modificado, não podendo o valor de w da camada compactada exceder o valor de w utilizado como referência em mais de 2%, nem lhe ser inferior em mais de 1%. Para controlo de qualidade da construção das camadas do reaterro foi preconizada a utilização de um gamadensímetro, realizando-se, no mínimo, três ensaios por cada 25 m de comprimento de camada colocada. Para aferir os resultados obtidos com o gamadensímetro para o peso volúmico seco, γ_d e para w , na execução dos trechos experimentais os resultados obtidos para estes parâmetros foram comparados com os obtidos em ensaios realizados com o método da garrafa de areia, pela especificação LNEC E 204.

5 – RESULTADOS

5.1 – Características do depósito

As 49 sondagens efetuadas, com um comprimento total de 496 m, 253 m na Fase 1 e 243 m na Fase 3, evidenciaram a existência de uma camada de solo natural a recobrir uma camada construída com material das escombreyas da antiga mina de carvão. Esta camada, em contacto direto com os resíduos, com espessura de cerca de 0,3 m a 0,5 m, corresponde à camada que estava prevista no projeto licenciado, pelo que o solo natural terá sido transportado para o local numa fase posterior à da constituição do depósito.

O recobrimento dos resíduos perigosos pelo solo natural foi registado em 42 sondagens, variando a espessura entre 0,3 m e 7,2 m. Nas sete sondagens restantes, em seis, o solo natural foi depositado diretamente sobre o terreno subjacente, variando a espessura entre 0,8 m e 8,8 m, e na outra, com 15 m de comprimento, não foi atingida a base da camada do solo de recobrimento. Durante os trabalhos de remoção dos resíduos na Fase 2, verificou-se, contudo, que havia resíduos a uma profundidade superior àquela. Na Fase 3, uma sondagem efetuada no mesmo local, mostrou que a espessura dos resíduos era de 5 m.

No que se refere aos resíduos, a espessura medida nos digramas das sondagens variou entre 1,9 m e 11,85 m. Comparando as cotas no topo do depósito, com a cota projetada para a plataforma, ou seja, 142 m, verificou-se que em cerca de 55% das sondagens, as cotas se situam entre 141 m e 143 m.

A partir das espessuras dos resíduos obtidas nos trabalhos de reconhecimento geotécnico, e considerando nula a espessura dos resíduos na linha perimetral que foi definida para delimitar a área de deposição dos resíduos, foi avaliada a distribuição espacial da espessura dos resíduos e estimado o volume do depósito com recurso às ferramentas do ArcGIS da ESRI® (versão 10.0, na Fase 1 e versão 10.2, na Fase 3). Na Fase 1 foi ainda utilizado o levantamento topográfico disponibilizado para o terreno subjacente, que cobria uma área aproximadamente igual à Área 2 mostrada na Figura 2, admitindo-se que seria o existente à data da deposição dos resíduos. Na Fase 3, para além de se utilizar este levantamento topográfico na área que coincidia com a Área 4, também se consideraram as alterações que ocorreram na topografia do terreno entre a carta militar de 1999, ou seja, antes da deposição dos resíduos, e a carta militar de 2012, ou seja, depois da deposição dos resíduos. Apesar da escala 1:25 000 destas cartas não ser a mais adequada para a área de estudo, não existiam outros elementos cartográficos disponíveis.

As distribuições espaciais da espessura dos resíduos obtidas para a Área 2 e para a Área 4 são mostradas na Figura 13a e na Figura 13b, respetivamente. O volume de resíduos estimado para a Área 2 foi de 50 000 m³, a que correspondia uma massa de 88 000 toneladas, considerando o peso volumico obtido para os resíduos. Na Área 4 foi estimado um volume de resíduos de 71 700 m³, a que correspondia uma massa de 125 500 toneladas.

Apesar das quantidades de resíduos estimadas na Fase 1 e na Fase 3 terem sido majoradas entre 10-20% para as fases da remoção, respetivamente, Fase 2 e Fase 4, as quantidades removidas foram, nos dois casos, superiores às estimadas. Conforme já foi referido, a quantidade contratualizada na Fase 2 para a Área 2, só permitiu a remoção dos resíduos existentes na Área 3. Na Fase 4, verificou-se um diferencial de cerca de 34% entre a quantidade estimada e contratualizada, e a quantidade removida. Devido a este diferencial entre o contratado e o executado, os trabalhos foram interrompidos por duas vezes, até haver autorização para o pagamento dos custos associados aos trabalhos a mais. As principais razões para as diferenças entre as quantidades estimadas e removidas foram apresentadas na secção 3.

A Figura 14 ilustra as três litologias constitutivas do depósito (solos de recobrimento, material das escombreyas e resíduos perigosos) e a escavação/carregamento dos resíduos com retroescavadoras, tendo havido necessidade de criar duas banquetas para vencer o desnível entre o topo e a base do depósito.

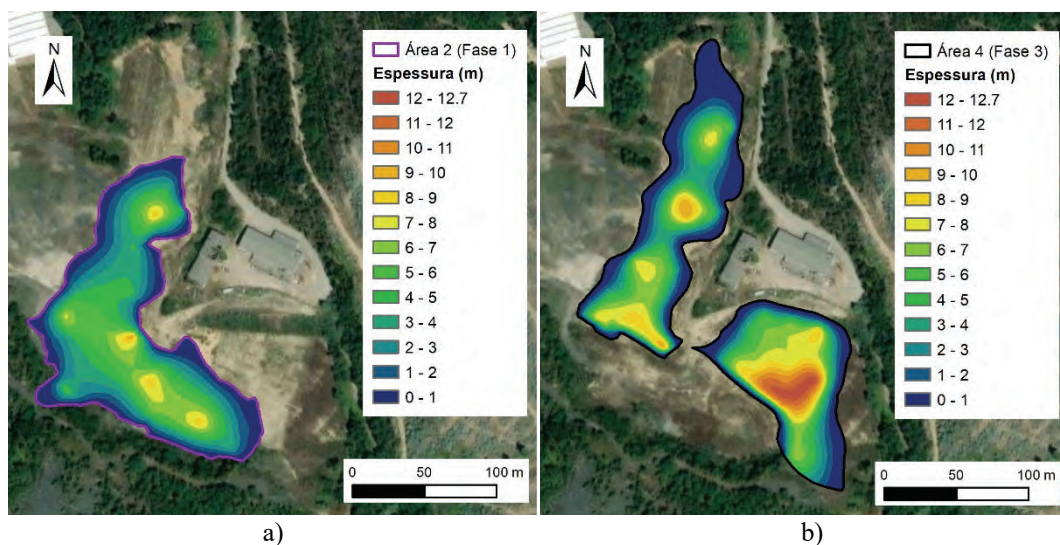


Fig. 13 – Distribuição espacial da espessura dos resíduos: a) Área 2 (Fase 1); b) Área 4 (Fase 3).



Fig. 14 – a) Litologias constitutivas do depósito; b) escavação e carregamento dos resíduos com retroescavadoras.

5.2 – Propriedades dos materiais

5.2.1 – Resíduos

Nas 59 amostras ensaiadas, o valor de w_n variou entre 14,0% e 65,4%. A mesma gama foi obtida nas 41 amostras ensaiadas na Fase 1, enquanto nas 18 amostras ensaiadas na Fase 3 variou entre 14,0% e 41,9%. Apesar da diferença entre o valor máximo e o valor mínimo de w_n nas 59 amostras ser de 51,4%, o desvio-padrão de $\pm 10,1\%$ ($\pm 10,5\%$ na Fase 1 e $\pm 8,0\%$ na Fase 3) em relação à média de 33,6% (36,6% na Fase 1 e 26,9% na Fase 3), indicia que existe alguma homogeneidade de w_n na massa de resíduos. Este entendimento é reforçado pelo facto de não haver relação entre w_n e a

profundidade de recolha das amostras, e entre w_n e a ocorrência de água em cinco sondagens, nas quais se recolheram 15 amostras.

No que se refere ao valor de γ_t , a variação foi entre 13,89 kN/m³ e 21,77 kN/m³ (o mesmo intervalo na Fase 1 e entre 15,10 kN/m³ e 20,07 kN/m³ na Fase 3), com um valor médio de 17,20 kN/m³ e um desvio-padrão de $\pm 1,53$ kN/m³ (respetivamente, 17,24 kN/m³ e $\pm 1,61$ kN/m³ na Fase 1 e 17,12 kN/m³ e 1,34 kN/m³ na Fase 3). Também neste caso, apesar de haver uma diferença de cerca de 8 kN/m³ entre os valores extremos, a dispersão em relação à média também indicia haver homogeneidade na compacidade dos resíduos depositados. A verificação desta homogeneidade no depósito foi relevante para viabilizar a utilização do valor médio de γ_t na estimativa da massa de resíduos a remover.

Os componentes analisados para avaliar a homogeneidade química e a perigosidade dos resíduos são mostrados no Quadro 1. Atendendo ao elevado número de dados obtidos nas 41 amostras analisadas (29 na Fase 1 e 12 na Fase 3), optou-se pela apresentação dos valores mínimo, máximo, média e desvio-padrão de cada componente.

As amostras analisadas no segundo laboratório para controlo de qualidade dos resultados obtidos no primeiro laboratório, conforme indicado na secção 4.2.1, mostrou que na maior parte dos componentes as diferenças relativas eram inferiores a 50%. Considerando que o segundo laboratório indicou que o grau de incerteza na determinação do teor dos componentes podia ser de $\pm 30\%$ ou de $\pm 40\%$, admitiu-se que as diferenças relativas eram aceitáveis.

Quadro 1 – Resumo dos teores dos componentes doseados nos resíduos.

Componente	Concentração (mg/kg de ms ⁽¹⁾)			
	Mínimo	Máximo	Média	Desvio-padrão
Alumínio (Al ₂ O ₃)	5,4	73	18	11
Cálcio (CaO)	4,8	251	153	50
Enxofre (SO ₃)	< 2 ⁽⁷⁾	12,4	4,9	1,8
Ferro (Fe ₂ O ₃)	31	480	243	71
Fósforo (P ₂ O ₅)	0,27	3,7	0,98	0,76
Magnésio (MgO)	0,49	34	13,4	4,3
Potássio (K ₂ O)	0,55	15,9	3,1	2,5
Sílica (SiO ₂)	32	520	131	84
Sódio (Na ₂ O)	0,34	6,8	2,0	0,95
Titânio (TiO ₂)	0,017	2,5	0,62	0,54
Zircónio (ZrO ₂)	< 0,017	—	—	—
Bário (Ba)	0,048	3,0	0,35	0,16
Chumbo (Pb)	0,45	29	16	4,9
Cobre (Cu)	0,033	1,8	1,3	0,25
Crómio (Cr)	0,026	1,7	1,0	0,21
Estrôncio (Sr)	0,006	0,11	0,057	0,009
Manganês (Mn)	0,34	27	11	3,4
Vanádio (V)	0,017	0,14	0,041	0,009
Zinco (Zn)	2,2	195	102	30
BTEX ⁽²⁾ (total)	< 1,4	—	—	—
COT ⁽³⁾ (%)	0,12	6,0	1,7	0,67
HAP ⁽⁴⁾ (total)	< 0,15	—	—	—
HP ⁽⁵⁾ (C ₁₀ -C ₄₀)	< 20	7790	1099	958
PCB ⁽⁶⁾ (total)	< 0,040	—	—	—
Matéria seca (%)	64	89	74	4,1

⁽¹⁾ms - Matéria seca. ⁽²⁾BTEX - Benzeno, tolueno, etilbenzeno, o-xileno, p+m-xileno. ⁽³⁾COT - Carbono orgânico total. ⁽⁴⁾HAP - Hidrocarbonetos aromáticos policíclicos. ⁽⁵⁾HP - Hidrocarbonetos de petróleo. ⁽⁶⁾PCB - Policlorobifelinos 7 congêneres. ⁽⁷⁾Teor inferior ao limite de quantificação do método.

No diagrama ternário da Figura 15a estão representadas as percentagens relativas aos teores em óxido de cálcio (CaO) e em óxido de sílica (SiO₂), e ao somatório dos teores em óxido de alumínio (Al₂O₃), óxido de magnésio (MgO), óxido de potássio (K₂O) e óxido de sódio (Na₂O), e no diagrama ternário da Figura 15b, as percentagens relativas aos teores em ferro (Fe) e em zinco (Zn), e ao somatório dos teores dos elementos seguintes: bário (Ba), cobre (Cu), crómio (Cr), enxofre (S), estrôncio (Sr), fósforo (P), manganês (Mn), titânio (Ti), vanádio (V) e zircónio (Zr). A Figura 15a mostra que em cerca de: a) 70% das amostras, o teor em CaO representa mais de 50% da composição química dos resíduos, b) 75% das amostras, o teor em SiO₂ representa menos de 50% da composição química dos resíduos, e c) 80% das amostras, o somatório dos teores dos restantes óxidos representa menos de 15% da composição química dos resíduos. Na Figura 15b também se observa que, à exceção de uma amostra, o teor em Fe representa mais de 50% da composição química dos resíduos, representando o teor em Zn menos de 45% em todas as amostras, e o somatório dos teores dos restantes elementos menos de 10% em 39 amostras das 41 ensaiadas. Estas distribuições nas representações gráficas e o facto de as amostras ensaiadas terem sido recolhidas em diferentes locais e a diferentes profundidades do depósito de resíduos, permitiu considerar que havia homogeneidade na composição química da massa de resíduos. Esta verificação foi de grande relevância por simplificar significativamente o planeamento das operações de remoção dos resíduos.

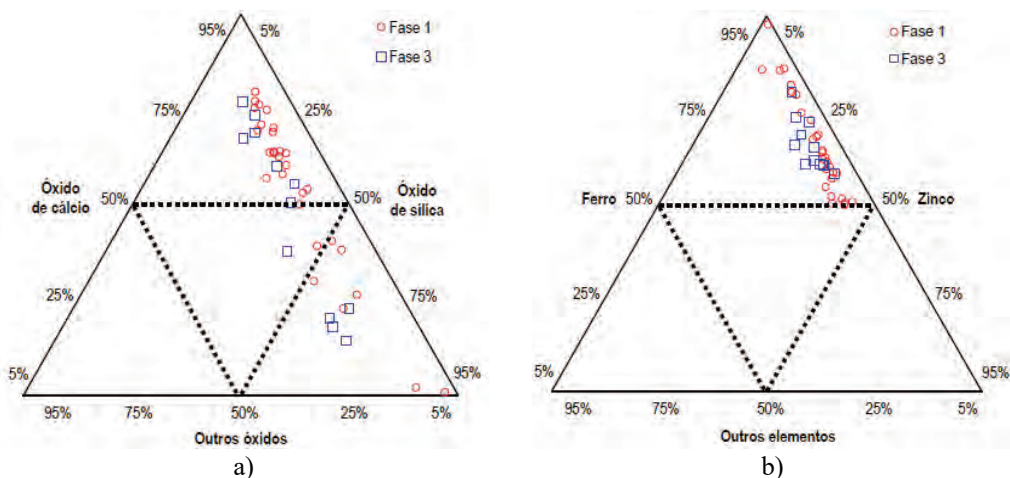


Fig. 15 – Distribuição das 41 amostras analisadas na Fase 1 e na Fase 3 num diagrama ternário: a) óxido de cálcio-óxido de sílica-outros óxidos; b) ferro-zinco-outros elementos.

No que se refere à avaliação da perigosidade dos resíduos, a Lista Europeia de Resíduos (LER) classifica as cinzas volantes provenientes da atividade siderúrgica como um resíduo com entrada espelho, ou seja, pode corresponder ao código LER de um resíduo perigoso, com a designação “10 02 07” - Resíduos sólidos do tratamento de gases, contendo substâncias perigosas”, ou ao código LER de um resíduo não perigoso, com a designação “10 02 08 - Resíduos sólidos do tratamento de gases, não abrangidos em 10 02 07”. Um resíduo é considerado perigoso se exibir, pelo menos, uma das características de perigosidade apresentadas no Regulamento (UE) n.º 1357/2014, da Comissão, de 18 de dezembro, que substituiu o anexo III da Diretiva 2008/98/CE do Parlamento Europeu e do Conselho, e no Regulamento (UE) 2017/997, do Conselho, de 8 de junho, nos quais se publicam as características que tornam os resíduos perigosos, tendo a APA publicado em 2017 a primeira versão do guia para a classificação de resíduos (APA, 2020). Para avaliar a perigosidade dos resíduos foram selecionados um óxido, o CaO, e um metal pesado, o Pb. O CaO é uma substância perigosa por poder provocar irritação cutânea e das vias respiratórias, mas, particularmente, por poder provocar

lesões oculares graves. Relativamente a esta perigosidade mais gravosa, a regulamentação estabelece que se a sua concentração for igual ou superior a 10%, o resíduo deverá ser classificado como perigoso na aceção de “HP4: Irritante - irritação cutânea e lesões oculares” (HP - *Hazardous Property*). Nas 41 amostras ensaiadas, o teor em CaO foi igual ou superior a 10% em 27 amostras (66%). O Pb é uma substância perigosa sobretudo pela sua toxicidade para a reprodução. Segundo a regulamentação, se a concentração do Pb for igual ou superior a 0,3%, o resíduo deverá ser classificado como perigoso na aceção de “HP10: Tóxico para a reprodução”. Nas 29 amostras analisadas para o teor em Pb, o valor foi igual ou superior a 0,3% em 27 amostras, ou seja, em cerca de 93%. Para além destas duas substâncias com representação expressiva nas amostras ensaiadas, também se analisaram os teores em HP (C₁₀-C₄₀), salientando-se como perigosidade mais gravosa desta substância, a de poder provocar cancro. Relativamente a esta perigosidade, a regulamentação estabelece que se a concentração for igual ou superior a 0,1%, o resíduo deve ser classificado como perigoso na aceção de “HP7: Cancerígeno”. Neste caso houve apenas 11 amostras, cerca de 27% do total, com teores que classificam o resíduo como perigoso, portanto, com expressão significativamente inferior ao CaO e, em particular, ao Pb. Dado o expressivo número de amostras em que os teores do CaO e do Pb no resíduo o classificam como perigoso, aos resíduos depositados em SPC foi atribuída a entrada espelho da LER com o código “10 02 07* - Resíduos sólidos do tratamento de gases, contendo substâncias perigosas”.

Considerando que os resíduos podiam ter como destino uma operação de eliminação D1, ou seja, a deposição em aterro de resíduos, também se procedeu ao doseamento dos componentes no eluato conforme previsto na legislação. No período de execução do estudo estava em vigor o Decreto-Lei n.º 183/2009, de 10 de agosto, recentemente revogado pelo Decreto-Lei n.º 102-D/2020, de 10 de dezembro. Dada a classificação do resíduo como perigoso, o seu destino só podia ser para um aterro de resíduos perigosos. A comparação dos teores obtidos no eluato com os valores-limite previstos na legislação para o arsénio (As), o bário (Ba), o cádmio (Cd), o crómio total (Cr), o cobre (Cu), o mercúrio (Hg), o molibdénio (Mo), o níquel (Ni), o chumbo (Pb), o antimónio (Sb), o selénio (Se), o zinco (Zn), o cloreto (Cl), o fluoreto (F), o sulfato (SO₄), o índice de fenol, o carbono orgânico dissolvido (COD), e os sólidos dissolvidos totais (SDT), mostrou que o Pb excedia em 35 amostras, cerca de 83% do total, o valor-limite de 50 mg/kg de matéria seca (ms) previsto para a admissibilidade dos resíduos em aterro de resíduos perigosos. Nestes casos é exigido que previamente à deposição dos resíduos, se proceda ao seu tratamento, de forma que o teor dos componentes no eluato seja inferior ao valor-limite já referido. O principal objetivo deste tratamento, efetuado pela empresa responsável pelo aterro para onde foram encaminhados os resíduos perigosos, é garantir a imobilização do Pb, através de processos que absorvem fisicamente, encapsulam e mudam a sua forma físico-química, prevenindo a sua dissolução e migração para o ambiente.

As análises químicas efetuadas às três amostras selecionadas na Fase 1 para serem analisadas em dois laboratórios, apresentaram diferenças muito significativas para o Pb e para o COD, que se mantiveram nas segundas análises químicas. Previamente a nova repetição das análises foi combinado entre os dois laboratórios que os procedimentos adotados seriam acordados passo a passo, de forma a minimizarem-se as variáveis que pudessem estar a contribuir para as diferenças obtidas nos dois componentes. Concluiu-se que as diferenças se deviam à diferença de procedimentos que estavam a ser seguidos na filtração do eluato.

5.2.2 – Terreno subjacente aos resíduos

Na avaliação da contaminação do terreno subjacente aos resíduos perigosos foram selecionados três componentes, dois metais pesados, o Pb e o Zn, e os HP. Tanto no guia de Ontário (Ministry of the Environment, 2011), como no guia da APA (APA, 2022), os valores de referência para o Pb e para o Zn a partir dos quais o terreno está contaminado, são, respetivamente, 120 mg/kg.ms e 340 mg/kg.ms. Em relação aos HP, o guia de Ontário e o guia da APA apenas atribuem valores de referência a frações dos HP. Como o PetroFLAG só permite dosear o teor dos HP e não o teor das

frações, os valores obtidos com este equipamento foram comparados com o valor de referência previsto nos guias para a fração C₁₆-C₃₅ (300 mg/kg.ms), atendendo a que esta fração era claramente predominante em relação às restantes frações doseadas no resíduo, conforme evidenciado pelas análises químicas realizadas nos laboratórios certificados. Com a adoção deste procedimento, pode afirmar-se que a contaminação do terreno pelos HP terá sido avaliada conservativamente.

O Quadro 2 mostra os teores do Pb, do Zn e dos HP doseados nas 185 amostras recolhidas nos 43 poços. Nos casos em que as amostras foram analisadas *off-site*, optou-se por apresentar os teores dos componentes obtidos no laboratório certificado. Nestes casos, o teor dos HP corresponde ao teor da fração C₁₆-C₃₅. Os teores dos componentes acima do correspondente valor de referência nos guias estão assinalados em negrito/italico no Quadro 2. Aos 37 teores nestas condições, 16 devido ao Pb, 10 ao Zn e 11 aos HP, correspondem 30 amostras contaminadas. Em nenhuma das amostras coexistiram os três componentes com teor superior ao seu valor de referência, e apenas em 7 amostras coexistiram dois componentes com teores superiores aos seus valores de referência. Como foi referido anteriormente, nos casos em que havia amostras contaminadas, procedia-se à remoção do terreno equivalente a um quadrado com 25 m de lado e a altura do troço amostrado. Considerando as 30 amostras contaminadas, a área contaminada totalizou cerca de 18 750 m² (cerca de 4688 m³) A remoção do terreno contaminado permitiu iniciar o reaterro dos solos de recobrimento nas zonas em que também já tinham sido removidos os resíduos perigosos.

Com o final da intervenção e a disponibilização dos teores obtidos para o Pb, o Zn e os HP em todas as 185 amostras analisadas, interpolaram-se, através de ferramentas do ArcGIS da ESRI® (versão 10.6), as áreas contaminadas nos terrenos subjacentes aos resíduos (Figuras 16 a 18). Como na Fase 2 se analisaram os troços entre as profundidades 0,00-0,10 m e 0,10-0,25 m, e na Fase 4 o troço entre as profundidades 0,00-0,25 m, na interpolação foi utilizada a média aritmética dos teores dos componentes obtidos nos dois troços da Fase 2. Para a periferia da linha perimetral da Área 5, que corresponde à área total de remoção dos resíduos perigosos, os valores utilizados na interpolação foram os obtidos para o fundo natural do terreno de cada componente. No caso do Pb e do Zn, o fundo natural foi calculado a partir da média aritmética dos teores obtidos com o NITON, em 19 e 8 amostras, respetivamente, e no caso dos HP a partir da média aritmética dos teores obtidos com o PetroFLAG, em 16 amostras. As amostras com teores do fundo natural considerados anómalos não foram utilizadas nas médias aritméticas. A quantidade de amostras nestas condições foi a seguinte: uma amostra nos casos do Pb e do Zn, e quatro amostras no caso dos HP. Todas as amostras ensaiadas foram recolhidas no exterior da área de deposição dos resíduos, a cerca de 0,25 m de profundidade. O fundo natural obtido para o Pb foi de 35 mg/kg ms, para o Zn foi de 31 mg/kg ms e para os HP foi de 109 mg/kg.ms.

As Figuras 16 a 18 mostram que as amostras contaminadas foram maioritariamente recolhidas até à profundidade de 0,50 m: cerca de 73% no caso do Pb e dos HP, e 100% no caso do Zn. No último troço analisado (0,75-1,00 m), apenas se registaram duas amostras contaminadas por Pb, que corresponde a cerca de 5% do total das amostras analisadas, o que traduz a diminuição da migração dos componentes com a profundidade. O Quadro 3 quantifica as áreas contaminadas representadas nas Figuras 16 a 18, evidenciando que a taxa de diminuição da migração aumenta de acordo com seguinte ordem: Pb > Zn >> HP. A soma das áreas contaminadas obtidas através da interpolação é superior em 4964 m² à área total contaminada removida, mas essa diferença deve-se, sobretudo, à utilização de apenas 30 amostras contaminadas para estimar a área escavada durante a intervenção, enquanto para obter as áreas contaminadas por interpolação se utilizaram os 37 teores dos três componentes acima dos respetivos valores de referência.

Quadro 2 – Teores em chumbo (Pb), zinco (Zn) e hidrocarbonetos de petróleo (HP) no terreno subjacente aos resíduos.

Amostra		Componente (mg/kg.ms ⁽¹⁾)			Amostra		Componente (mg/kg.ms)		
Poço	Prof. (m)	Pb	Zn	HP	Poço	Prof. (m)	Pb	Zn	HP
P1	0,00-0,25	35	58	234	P13	0,00-0,25	100 ⁽²⁾	530 ⁽²⁾	104
	0,25-0,50	27	34	<10 ^(2,3)		0,25-0,50	37	46	223
	0,50-0,75	25	24	177		0,50-0,75	34	40	137 ⁽⁴⁾
	0,75-1,00	35	23	109		0,75-1,00	33	25	<10 ^(2,3)
P2	0,00-0,25	31	18	107	P14	0,00-0,25	31	20	30
	0,25-0,50	40	13	203		0,25-0,50	36	10	30
	0,50-0,75	34	-(⁵)	<10 ^(2,3)		0,50-0,75	30	20	68
	0,75-1,00	36	13	90		0,75-1,00	33	-(⁵)	30
P3	0,00-0,25	58	201	49	P15	0,00-0,25	26	22	29
	0,25-0,50	29	34	43		0,25-0,50	25	13	55
	0,50-0,75	31	26	47		0,50-0,75	31	22	64
	0,75-1,00	22	16	33		0,75-1,00	35	30	37
P4	0,00-0,25	110 ⁽²⁾	103	21	P16	0,00-0,25	42	30	262
	0,25-0,50	33	17	150		0,25-0,50	63	44	56
	0,50-0,75	36	9	49		0,50-0,75	54	24	89
	0,75-1,00	51	10	49		0,75-1,00	47	27	77
P5	0,00-0,25	54 ⁽²⁾	110 ⁽²⁾	63	P17	0,00-0,25	29	20	105
	0,25-0,50	47	15	72		0,25-0,50	37	17	121
	0,50-0,75	47	20	62		0,50-0,75	38	25	122
	0,75-1,00	67	14	49		0,75-1,00	33	23	48 ⁽²⁾
P6	0,00-0,25	94	56	7	P18	0,00-0,25	29	34	21 ⁽²⁾
	0,25-0,50	51	28	30		0,25-0,50	35	36	97
	0,50-0,75	35	22	25		0,50-0,75	26	70	76
	0,75-1,00	39	22	21		0,75-1,00	28	50	79
P7	0,00-0,25	100 ⁽²⁾	500 ⁽²⁾	203	P19	0,00-0,25	26	29	10 ⁽²⁾
	0,25-0,50	110 ⁽²⁾	530 ⁽²⁾	190 ⁽²⁾		0,25-0,50	34	23	61
	0,50-0,75	77	286	530 ⁽²⁾		0,50-0,75	30	15	145
	0,75-1,00	59	211	300 ⁽²⁾		0,75-1,00	30	14	37
P8	0,00-0,25	65	23	350 ⁽²⁾	P20	0,00-0,10	29	29	215
	0,25-0,50	39	37	760 ⁽²⁾		0,10-0,25	25	21	239
	0,50-0,75	37	33	640 ⁽²⁾		0,25-0,50	33	13	241
	0,75-1,00	24	33	51		0,50-0,75	17	10	184
P9	0,00-0,25	36	41	295	P21	0,75-1,00	25	20	296
	0,25-0,50	27	45	7		0,00-0,10	46	134	404
	0,50-0,75	27	29	63		0,10-0,25	26	22	181
	0,75-1,00	22	26	64		0,25-0,50	36	11	245
P10	0,00-0,25	10000 ⁽²⁾	230 ⁽²⁾	13	P22	0,50-0,75	23	18	335
	0,25-0,50	1200 ⁽²⁾	96 ⁽²⁾	328		0,75-1,00	19	19	184
	0,50-0,75	160 ⁽²⁾	49	100 ⁽⁴⁾		0,00-0,10	37	34	419
	0,75-1,00	53	27	152		0,10-0,25	41	28	124
P11	0,00-0,25	38	32	45	P23	0,25-0,50	53	119	<20 ^(2,3)
	0,25-0,50	30	15	75		0,50-0,75	41	-(⁵)	<20 ^(2,3)
	0,50-0,75	32	24	87		0,75-1,00	28	-(⁵)	55
	0,75-1,00	40	31	64		0,00-0,25	35	15	33
P12	0,00-0,25	87	88	33	P23	0,25-0,50	34	-(⁵)	18
	0,25-0,50	730 ⁽²⁾	199	48		0,50-0,75	21	-(⁵)	36
	0,50-0,75	68 ⁽⁴⁾	44 ⁽⁴⁾	46		0,75-1,00	24	9	34
	0,75-1,00	200 ⁽²⁾	47	33					

⁽¹⁾ms – Massa seca. ⁽²⁾Resultado obtido *off-site*. ⁽³⁾<10 - Teor inferior ao limite de quantificação do método. ⁽⁴⁾Média de duas medições *on-site*. ⁽⁵⁾“-” – Sem valor *on-site*.

Quadro 2 – Teores em chumbo (Pb), zinco (Zn) e hidrocarbonetos de petróleo (HP) no terreno subjacente aos resíduos (continuação).

Amostra		Componente (mg/kg.ms)			Amostra		Componente (mg/kg.ms)		
Poço	Prof. (m)	Pb	Zn	HP	Poço	Prof. (m)	Pb	Zn	HP
P24	0,00-0,25	1800⁽²⁾	1100⁽²⁾	65 ⁽²⁾	P34	0,00-0,25	84 ⁽²⁾	240 ⁽²⁾	<10 ^(2,3)
	0,25-0,50	1800⁽²⁾	270 ⁽²⁾	19 ⁽²⁾		0,25-0,50	34	43	85
	0,50-0,75	46	42	75		0,50-0,75	30	55	114
	0,75-1,00	36	17	14		0,75-1,00	37	129	206
P25	0,00-0,25	24 ⁽²⁾	57 ⁽²⁾	1600⁽²⁾	P35	0,00-0,10	169	876	<20 ^(2,3)
	0,25-0,50	38	17	118		0,10-0,25	170⁽²⁾	806	<20 ^(2,3)
	0,50-0,75	38	10	192		0,25-0,50	40	-(⁵)	<20 ^(2,3)
	0,75-1,00	39	16	100		0,50-0,75	57	-(⁵)	260
P26	0,00-0,25	111	380	73	P36	0,75-1,00	38	24	208
	0,25-0,50	30	37	43		0,00-0,10	80	212	179
	0,50-0,75	27	43	59		0,10-0,25	44	24	291
	0,75-1,00	23	28	66		0,25-0,50	35	-(⁵)	265
P27	0,00-0,10	87 ⁽²⁾	34	<20 ⁽²⁾	P37	0,50-0,75	39	-(⁵)	276
	0,10-0,25	29	19	28		0,75-1,00	40	-(⁵)	111
	0,25-0,50	37	10	1		0,00-0,10	37	-(⁵)	104
	0,50-0,75	24	39	-(⁵)		0,10-0,25	51	-(⁵)	116
P28	0,75-1,00	11	52	-(⁵)	P38	0,25-0,50	42	-(⁵)	170
	0,00-0,10	520⁽²⁾	1589	90 ⁽²⁾		0,50-0,75	39	-(⁵)	117
	0,10-0,25	10	12	-(⁵)		0,75-1,00	45	-(⁵)	151
	0,25-0,50	39	45	413		0,00-0,10	36	-(⁵)	527
P29	0,50-0,75	36	30	-(⁵)	P39	0,10-0,25	46	-(⁵)	131
	0,75-1,00	29	40	253		0,25-0,50	115	22	<20 ^(2,3)
	0,00-0,10	600⁽²⁾	2823	140 ⁽²⁾		0,50-0,75	27	-(⁵)	<20 ^(2,3)
	0,10-0,25	59	153	171		0,75-1,00	29	-(⁵)	136
P30	0,25-0,50	55	130	144	P40	0,00-0,10	47	-(⁵)	44
	0,50-0,75	45	34	214		0,10-0,25	60	44	50
	0,75-1,00	36	29	246		0,25-0,50	35	19	93
	0,00-0,10	31	-(⁵)	<20 ^(2,3)		0,50-0,75	42	-(⁵)	10
P31	0,10-0,25	54	-(⁵)	109	P41	0,75-1,00	45	-(⁵)	176
	0,25-0,50	24	-(⁵)	19		0,00-0,25	30 ⁽²⁾	37 ⁽²⁾	<10 ^(2,3)
	0,50-0,75	48	-(⁵)	148		0,25-0,50	300⁽²⁾	35	25
	0,75-1,00	53	-(⁵)	45		0,50-0,75	540⁽²⁾	21	39
P32	0,00-0,10	37	19	54	P42	0,75-1,00	120 ⁽²⁾	92	158
	0,10-0,25	46	-(⁵)	58		0,00-0,25	37	42	177
	0,25-0,50	32	-(⁵)	51		0,25-0,50	34	17	<10 ^(2,3)
	0,50-0,75	41	-(⁵)	55		0,50-0,75	29	20	138
P33	0,75-1,00	39	-(⁵)	231	P43	0,75-1,00	26	20	<10 ^(2,3)
	0,00-0,25	420⁽²⁾	37	65 ⁽²⁾		0,00-0,25	53 ⁽²⁾	66 ⁽²⁾	26
	0,25-0,50	44	21	63		0,25-0,50	40	23	193
	0,50-0,75	31	29	143		0,50-0,75	64	48	<10 ^(2,3)
P34	0,75-1,00	67	17	<10 ^(2,3)	P44	0,75-1,00	374	299	<10 ^(2,3)
	0,00-0,25	26 ⁽²⁾	30 ⁽²⁾	<10 ^(2,3)		0,00-0,25	44	82	11 ⁽²⁾
	0,25-0,50	394	2470	68		0,25-0,50	45	55	260
	0,50-0,75	51	251	257		0,50-0,75	43	79	193
P35	0,75-1,00	28	17	58		0,75-1,00	29	88	<10 ^(2,3)
	0,75-1,00	39	-(⁵)	231					

(¹)ms – Massa seca. (²)Resultado obtido *off-site*. (³)<10 - Teor inferior ao limite de quantificação do método. (⁴)Média de duas medições *on-site*. (⁵“-“ – Sem valor *on-site*.

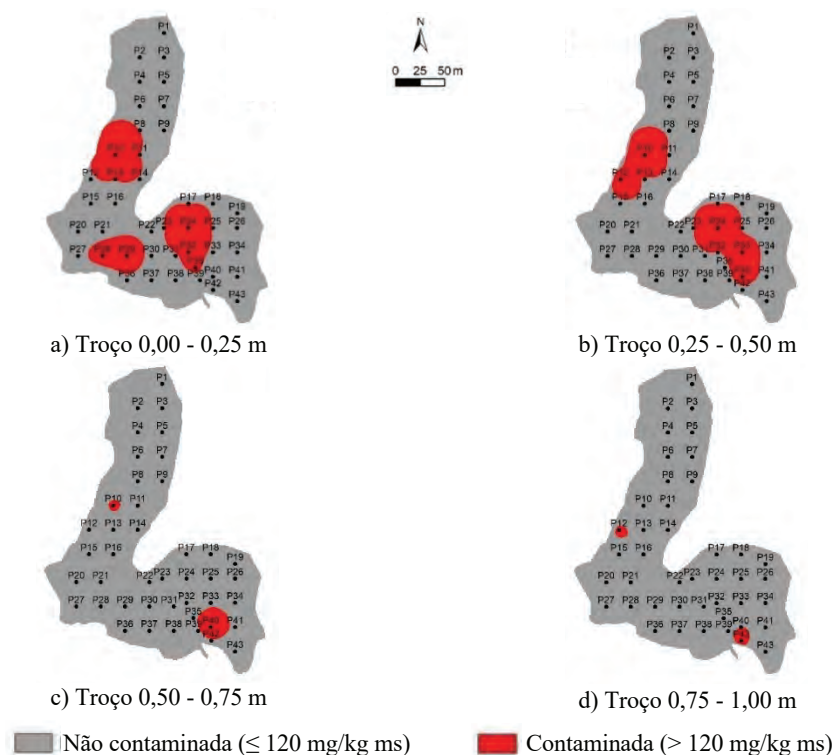


Fig. 16 – Variação das áreas contaminadas por chumbo (Pb) com a profundidade.

A migração dos contaminantes no terreno subjacente aos resíduos durante cerca de 12 anos, para as amostras recolhidas nos poços da Fase 2, e durante cerca de 20 anos para as amostras recolhidas nos poços da Fase 4, estão em acordo com o habitualmente documentado na bibliografia consultada. Por exemplo, no Confederation Road Landfill (Crooks e Quigley, 1984), onde o período de observação foi similar ao da Fase 2, os metais pesados Pb e Zn, bem como o Cu, o Fe e o Mn, migraram menos de 0,20 m, muito inferior à migração de cerca de 1 m dos cloretos (Cl). De acordo com o exposto pelo Federal Remediation Technologies Roundtable (FRTR, 2021), o Pb tende a acumular-se na superfície do terreno, geralmente, nos primeiros 0,03 a 0,05 m. Yanful et al. (1988a, e 1988b) também observaram que os metais pesados eram retidos no solo, em grande parte por precipitação.

Nas 65 amostras recolhidas nos terrenos subjacentes aos resíduos em que foi medido o pH, o valor variou entre 3,3 e 10,0, com uma média aritmética de $4,7 \pm 1,4$, que é inferior ao valor do pH acima do qual a precipitação dos dois metais pesados passa a ser o principal processo de retenção no solo: entre 5 e 6 no Pb e entre 6 e 8 no Zn (Bagchi, 1994). Nestas condições, a principal razão para a reduzida profundidade de migração destes metais não deverá estar associada à sua precipitação química. A elevada compacidade dos resíduos, que se traduz numa diminuição da permeabilidade, terá condicionado a infiltração e a percolação das águas pluviais na massa de resíduos, e o consequente transporte do Pb e do Zn por advecção para os terrenos subjacentes aos resíduos. A compacidade dos resíduos deveu-se, não só à sua compactação durante o processo de deposição, como, muito possivelmente, aos teores elevados em CaO. Com efeito, ainda que as propriedades cimentícias dos resíduos não tenham sido avaliadas, existem estudos que classificam cinzas volantes com origem idêntica à dos resíduos depositados, como materiais cimentícios (Sikalidis e Mitrakas, 2006; Fares et al., 2016; e Rubio-Cintas et al., 2019). A fraca permeabilidade

dos resíduos também é coerente com os elevados teores dos metais pesados no eluato dos ensaios de lixiviação, em particular do Pb, passados 20 anos sobre o seu armazenamento nas instalações industriais da SNM, onde estiveram diretamente expostos às condições atmosféricas, e 20 anos sobre a sua deposição nas escombrelas das antigas minas de carvão SPC. Estando o transporte dos componentes condicionada pela fraca infiltração das águas pluviais, admite-se, atendendo às profundidades alcançadas e ao tempo de constituição do depósito, que o transporte por difusão terá tido um contributo relevante na migração dos componentes. Em condições ideais, ou seja, em água infinitamente diluída, à temperatura de 25°C, o valor máximo do coeficiente de difusão está estimado em $9,45 \times 10^{-10}$ m²/s para o Pb e em $7,15 \times 10^{-10}$ m²/s para o Zn (Shackelford, 1989).

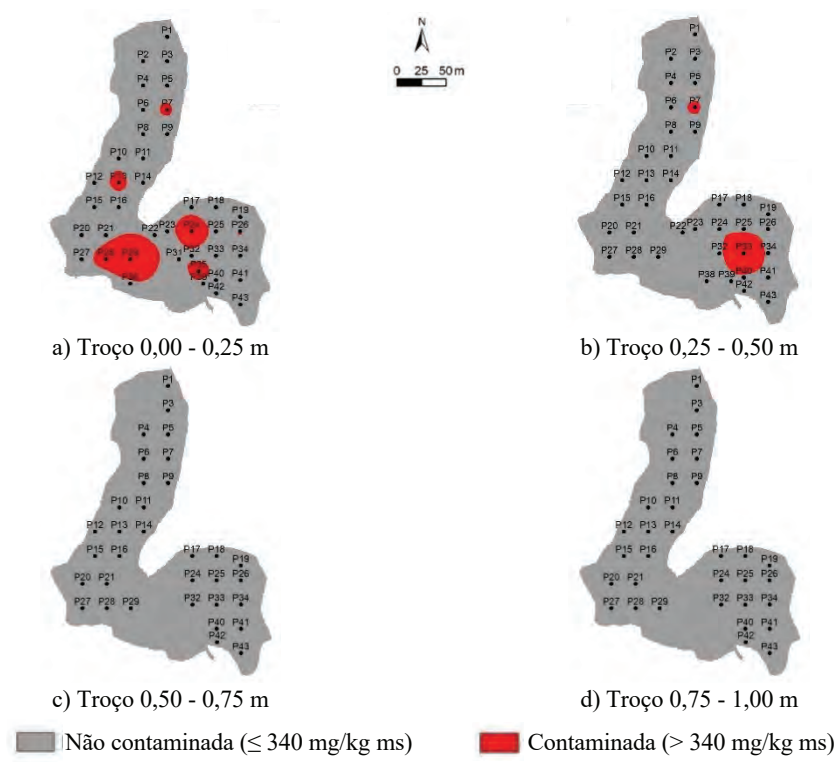


Fig. 17 – Variação das áreas contaminadas por zinco (Zn) com a profundidade.

Em relação à migração dos HP no terreno subjacente aos resíduos, a profundidade obtida foi, comparativamente, inferior à observada em Keele Valley Landfill, no Ontário (Canadá), onde os contaminantes orgânicos migraram, através de uma barreira argilosa compactada, quase 0,60 m, em cerca de 4 anos (Rowe, 1998). No entanto, considerando que os dois ambientes são muito distintos, as profundidades de migração alcançadas nos dois casos evidenciam alguma coerência. Por outro lado, o valor do coeficiente de difusão dos HP em água infinitamente diluída, à temperatura de 25 °C, é estimado em cerca de 10^{-9} m/s (Gustafson et al., 1997), inferior ao dos dois metais pesados, o que pode explicar a sua menor profundidade de migração, em particular em relação ao Pb.

5.2.3 – Solos de recobrimento dos resíduos

As propriedades dos solos de recobrimento foram avaliadas em 42 amostras, 25 na Fase 2 e 17 na Fase 4. Os resultados obtidos mostraram que os solos são homogêneos, considerando que cerca

de 95% são não-plásticos, 93% pertencem ao Grupo “SM - Areia siltosa com cascalho”, da Classificação Unificada de Solos, e cerca de 86% à designação “A-1-b (0)”, da Classificação de Solos para Fins Rodoviários. Nas restantes amostras, o solo foi classificado no Grupo “SM – Areia siltosa”, em duas, e no Grupo “SC – Areia argilosa com cascalho”, nas outras duas, pertencendo seis à designação “A-2-4 (0)”.

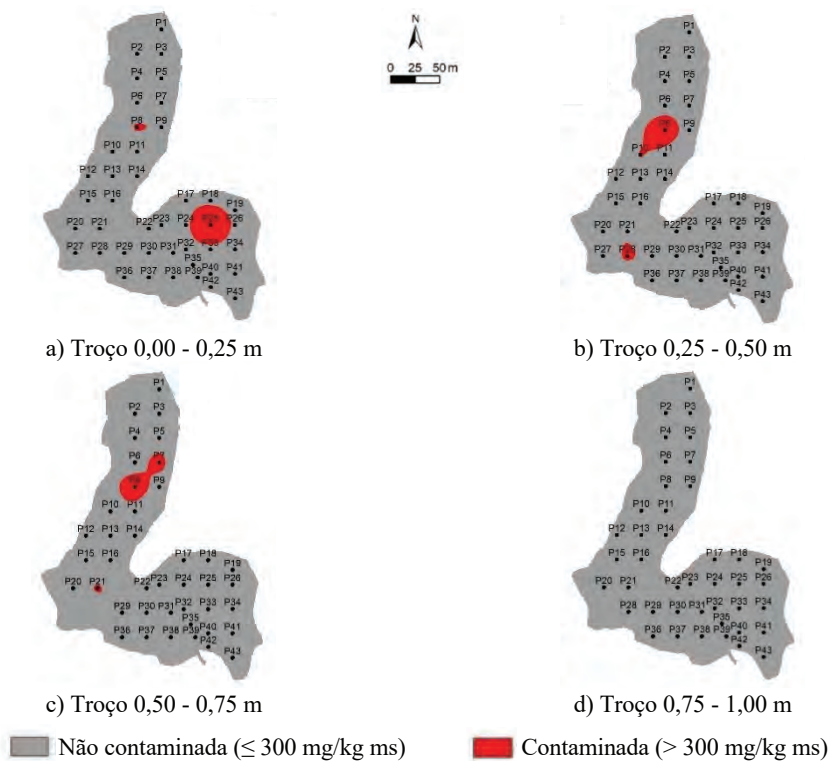


Fig. 18 – Variação das áreas contaminadas por hidrocarbonetos de petróleo (HP) com a profundidade.

Quadro 3 – Áreas contaminadas por chumbo (Pb), zinco (Zn) e hidrocarbonetos de petróleo (HP).

Componente	Profundidade	Área contaminada		Área não contaminada	
	m	m ²	%	m ²	%
Pb	0,00-0,25	6931	21	25859	79
	0,25-0,50	6065	18	26725	82
	0,50-0,75	937	3	31853	97
	0,75-1,00	347	1	32443	99
Zn	0,00-0,25	4040	12	28750	88
	0,25-0,50	1696	5	31094	95
	0,50-0,75	0	0	32790	100
	0,75-1,00	0	0	32790	100
HP	0,00-0,25	1437	4	31353	96
	0,25-0,50	1209	4	31581	96
	0,50-0,75	1052	3	31738	97
	0,75-1,00	0	0	32790	100

Para o trecho experimental da Fase 2 estava prevista a construção de três camadas com 0,5 m de espessura: uma com o teor em água ótimo, w_{ot} , do ensaio de compactação tipo Proctor modificado, cujo valor médio obtido em 12 amostras, das 25 recolhidas, foi de $9,5\pm 1,0\%$, e as outras duas com $w_{ot+1\%}$ e $w_{ot+2\%}$. O valor obtido para o peso volúmico seco máximo, γ_{dmax} , foi de $19,59\pm 0,46$ kN/m³. Devido ao valor de w do solo armazenado nas pilhas ser superior ao valor de w_{ot} e as condições atmosféricas existentes na data de realização dos trabalhos não serem favoráveis à secagem do solo, só foi construída a camada com $w_{ot+2\%}$.

Na construção e no controlo da compactação da camada do trecho experimental, cujo GC se pretendia igual ou superior a 90%, foi adotado o procedimento seguinte: a) passagem dupla do cilindro liso a vibrar na frequência de 40 Hz, b) primeiro controlo do GC da camada com o gamadensímetro (não aprovada, Quadro 4), c) passagem simples do cilindro a vibrar com a mesma frequência, seguida de passagem simples do cilindro sem vibração, e d) segundo controlo do GC com o gamadensímetro (Quadro 4). Face aos resultados obtidos, procedeu-se à aferição do GC da camada com o método do ensaio da garrafa de areia pela especificação LNEC E 204, tendo havido a aprovação da camada (Quadro 5). Atendendo aos resultados obtidos, as camadas do reaterro foram compactadas com três passagens simples do cilindro a vibrar na frequência de 40 Hz e uma passagem simples estática, e o valor de referência para o GC controlado com o gamadensímetro passou de 90%, para igual ou superior a 93%. No controlo de qualidade da construção das camadas do reaterro, o GC foi igual ou superior ao valor requerido em cerca de 97% das medições efetuadas.

Quadro 4 – Controlo do grau de compactação da camada do trecho experimental da Fase 2 com o gamadensímetro.

Parâmetro	Passagem dupla a vibrar					Passagens simples a vibrar e estática				
γ_d (kN/m ³)	18,08	17,43	17,40	17,48	17,48	18,10	18,13	18,52	18,28	18,17
w (%)	11,8	13,8	13,9	11,9	11,9	11,1	11,2	12,8	10,9	12,5
GC (%)	93,3	90,0	89,8	90,2	90,2	93,4	93,6	95,6	94,3	93,8

Quadro 5 – Aferição do grau de compactação obtido com o gamadensímetro a partir do grau de compactação obtido com o método do ensaio da garrafa de areia.

Parâmetro	GA ⁽¹⁾	Gamadensímetro				GA ⁽¹⁾	Gamadensímetro			
γ_d (kN/m ³)	17,41	18,29	17,97	18,00	17,74	18,18	17,91	18,28	18,52	18,14
w (%)	14,5	11,6	11,5	11,1	12,2	13,6	12,7	12,4	12,4	11,6
GC (%)	89,5	94,4	92,8	92,9	91,6	93,8	92,5	95,6	95,6	93,6

⁽¹⁾GA – Ensaio da garrafa de areia.

Na Fase 4, o procedimento foi ligeiramente diferente do adotado na Fase 2, tendo-se construído três camadas no trecho experimental, com as três espessuras seguintes: 0,40 m, 0,50 m e 0,60 m. Todas as camadas foram compactadas com w_{ot} , que de acordo com a caracterização laboratorial efetuada nas 17 amostras recolhidas, era igual a $9,7\pm 0,4\%$, ao qual correspondia um valor de γ_{dmax} de $19,56\pm 0,24$ kN/m³.

O procedimento adotado na construção e no controlo da compactação de cada camada do trecho experimental, onde se pretendia obter o valor de GC já mencionado ($\geq 90\%$), foi o seguinte: a) passagem dupla do cilindro liso sem vibração, seguida de passagem dupla do cilindro a vibrar, na frequência de 40 Hz, b) passagem dupla do cilindro sem vibração nas camadas de 0,50 m e 0,60 m de espessura, c) primeiro controlo do GC com o gamadensímetro (não aprovada, Quadro 6), d) passagem dupla do cilindro sem vibração, e) segundo controlo do GC com o gamadensímetro (não aprovada, Quadro 6), f) passagem dupla do cilindro sem vibração, g) terceiro controlo do GC com o gamadensímetro (Quadro 6). Atendendo aos resultados obtidos, procedeu-se à aferição do GC da camada de 0,50 m de espessura com o método do ensaio da garrafa de areia pela especificação LNEC E 204, tendo a camada sido aprovada (Quadro 7). No controlo de qualidade da construção

das camadas do reaterro, o GC foi igual ou superior ao valor requerido em todas as medições efetuadas.

A Figura 19 mostra uma fase de compactação de uma camada do trecho experimental e o controlo do GC da camada com o gamadensímetro e o ensaio da garrafa de areia.

Quadro 6 – Controlo do grau de compactação das camadas do trecho experimental da Fase 4 com o gamadensímetro.

Parâmetro	Espessura da camada											
	0,40 m				0,50 m				0,60 m			
Primeiro controle do GC com o gamadensímetro												
γ_d (kN/m³)	17,96	17,92	17,81	18,17	18,09	18,41	18,11	18,32	18,28	18,33	17,71	18,06
w (%)	10,3	9,8	9,6	10,2	10,2	10,5	10,8	10,1	9,9	10,7	9,9	11,0
GC (%)	90,1	89,9	89,4	91,2	90,8	92,4	90,9	92,0	91,8	92,0	88,9	90,7
Segundo controle do GC com o gamadensímetro												
γ_d (kN/m³)	18,03	18,19	18,23	17,94	18,51	18,61	18,48	18,27	18,22	18,60	18,86	18,64
w (%)	10,0	10,0	9,7	10,3	10,3	10,3	10,2	10,9	9,9	10,2	9,6	10,3
GC (%)	90,5	91,3	91,5	90,0	92,9	93,4	92,7	91,7	91,5	93,4	94,7	93,6
Terceiro controle do GC com o gamadensímetro												
γ_d (kN/m³)	18,36	18,42	18,42	18,43	19,15	18,85	19,03	19,00	18,21	18,82	18,79	18,84
w (%)	8,7	10,4	9,8	9,8	8,5	9,4	9,0	9,2	9,5	10,5	10,8	11,4
GC (%)	92,2	92,5	92,5	92,5	96,1	94,6	95,5	95,4	91,4	94,5	94,3	94,6

Quadro 7 – Aferição do grau de compactação obtido com o gamadensímetro na camada com 0,5 m de espessura a partir do grau de compactação obtido com o método do ensaio da garrafa de areia.

Parâmetro	Garrafa de areia		Gamadensímetro			
γ_d (kN/m ³)	18,49	18,51	19,15	18,85	19,03	19,00
w (%)	9,7	8,8	8,5	9,4	9,0	9,2
GC (%)	92,8	92,9	96,1	94,6	95,5	95,4



Fig. 19 – a) Compactação da camada do trecho experimental; b) controlo do grau de compactação com o gamadensímetro; c) aferição do grau de compactação com o ensaio da garrafa de areia.

6 – ATIVIDADES DE MINIMIZAÇÃO E PREVENÇÃO DOS IMPACTES

A atividade a realçar na minimização dos impactes foi a remoção dos resíduos perigosos depositados nas escombreiras da antiga mina de carvão de SPC, dados os riscos para a saúde pública e para o ambiente locais, desde a sua deposição em 2001-2002. Estes riscos provinham, não só da perigosidade dos resíduos e da quantidade depositada, cerca de 290000 toneladas, como também da inexistência de qualquer sistema de impermeabilização na base e na cobertura do depósito e da

permeabilidade das escombreyas subjacentes. Apesar dos cerca de 20 anos que decorreram entre a deposição e a remoção, a elevada compacidade dos resíduos terá contribuído para dificultar a infiltração das águas pluviais e o transporte dos contaminantes para os terrenos subjacentes, como foi evidenciado anteriormente, e para as águas subterrâneas, de acordo com os dados da monitorização dos piezómetros instalados (APA, 2014).

Ao nível da prevenção sobressaem duas medidas. A primeira medida está relacionada com o reaterro dos solos de recobrimento na área onde foram removidos os resíduos e o terreno subjacente contaminado, prevenindo a produção de cerca de 93 500 m³ de resíduos e permitindo a recuperação paisagística do local, que será integrado no Parque das Serras do Porto, que abrange, aproximadamente, 6000 hectares de zona verde dos concelhos de Gondomar, Paredes e Valongo, e está classificado como Paisagem Protegida Regional. A reutilização dos solos de recobrimento também preveniu a produção de gases com efeito de estufa, ao evitar o seu transporte a destino final adequado, e o consumo de solos naturais provenientes de áreas de empréstimo próximas ao local, com benefícios económicos igualmente relevantes. A segunda medida a salientar só se aplicou aos trabalhos de remoção dos resíduos realizados na Fase 4. Com o objetivo de reduzir a emissão de gases com efeito de estufa, para a ordenação das propostas das empresas concorrentes à execução da empreitada foram considerados os coeficientes de ponderação seguintes: 60% para o preço e 40% para a pegada de carbono. Enquanto na Fase 2 o critério se baseou apenas no preço e os resíduos foram transportados por camiões, na Fase 4 foram transportados em vagões, exceto nas ligações das estações ferroviárias a SPC e ao aterro de resíduos perigosos.

A recuperação do passivo ambiental de SPC também reparou os prejuízos sociais provocados por uma operação de gestão de resíduos que não se regeu pelas melhores práticas que, na altura, já eram conhecidas, à custa de um investimento público que ascendeu a cerca de 30 milhões de euros.

7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O passivo ambiental de SPC foi assim classificado pela APA em 2011, tendo por base os primeiros resultados do estudo do LNEC nesse mesmo ano, e incluído no grupo dos passivos ambientais de resolução prioritária.

Com a recuperação do passivo ambiental de SPC, terminada em 2023, foram mitigados os perigos de contaminação dos solos e das águas subterrâneas, bem como os riscos para a saúde pública e para o ambiente, que existiam desde a sua constituição em 2001-2002. A resolução do mesmo também reparou os significativos prejuízos sociais, a nível local, provocados por uma operação de gestão de resíduos baseada numa avaliação incorreta da perigosidade dos resíduos, que permitiu o seu transporte da SNM para as escombreyas das antigas minas de carvão de SPC, onde se pretendia construir uma plataforma para criar um espaço urbano habitacional.

A dimensão dos mencionados riscos devia-se não só à existência de cerca de 290 000 toneladas de resíduos perigosos, inicialmente classificados “claramente inertes”, como também à inexistência de camadas de confinamento na base e na cobertura dos resíduos, por um lado, e à permeabilidade das escombreyas. A falta destas camadas foi, no entanto, compensada pela compacidade dos resíduos, que reduziu a sua permeabilidade e a infiltração das águas pluviais na massa de resíduos, e o conseqüente transporte dos contaminantes para os terrenos subjacentes. Este comportamento é coerente, por um lado, com a limitação da profundidade de migração da contaminação no terreno subjacente, maioritariamente até à profundidade de cerca de 0,50 m, e por outro, não haver uma evidente influência da contaminação da massa de resíduos perigosos nos resultados obtidos nas águas subterrâneas recolhidas nos piezómetros instalados na área do depósito e na sua envolvente. Admite-se, atendendo às profundidades alcançadas pelos contaminantes doseados nos terrenos subjacentes aos resíduos e ao tempo de constituição do depósito, que o transporte por difusão terá tido um contributo relevante na sua migração, sendo o observado coerente com o habitualmente documentado na bibliografia consultada com os mesmos contaminantes.

Salientam-se, igualmente, duas ações que visaram contribuir para a economia circular e para a sustentabilidade da intervenção. Para prevenir a produção de cerca de 93 500 m³ de resíduos, procedeu-se à reutilização dos solos de recobrimento dos resíduos através do seu reaterro na área de escavação dos resíduos. Para além do benefício social da recuperação paisagística do local, esta reutilização também teve significativos benefícios económicos e ambientais, ao evitar-se, respetivamente, o transporte dos solos de recobrimento a destino final adequado e a consequente emissão de gases com efeito de estufa. Na última fase da intervenção, que se designou de Fase 4, consideraram-se para coeficientes de ponderação para a ordenação das propostas das empresas concorrentes à remoção dos resíduos, 60% para o preço e 40% para a pegada de carbono, o que se traduziu no transporte dos resíduos, até ao aterro de resíduos perigosos, em vagões, por via-férrea, na maioria do percurso, enquanto na primeira fase da remoção, designada de Fase 2, o transporte foi totalmente efetuado com recurso a camiões, por via rodoviária.

Tanto a origem do passivo ambiental de SPC, como os estudos e trabalhos desenvolvidos na sua recuperação, aos quais correspondeu uma despesa pública de cerca de 30 milhões de euros, evidenciaram a importância e a necessidade de haver especialistas em geotecnia ambiental nas equipas que tratam este tipo de problemas ou afins.

8 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Comissão de Coordenação e Desenvolvimento Regional do Norte a utilização da informação obtida durante os estudos e os trabalhos realizados para a recuperação do passivo ambiental de São Pedro da Cova.

9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- APA (2008). *Documento enquadrador - Recuperação de passivos ambientais para orientação sobre os investimentos prioritários*. Agência Portuguesa do Ambiente. Disponível em: https://poseur.portugal2020.pt/media/38027/01_docenq_passivoambiental.pdf (acesso em setembro de 2024).
- APA (2011). *Aditamento à lista de propostas de ações/candidaturas prioritárias de sítios contaminados do documento enquadrador*. Agência Portuguesa do Ambiente. Disponível em: https://poseur.portugal2020.pt/media/38026/02_adendadocenq_passivoambiental.pdf (acesso em setembro de 2024).
- APA (2014). *Avaliação do estado das águas subterrâneas – Área das antigas minas de São Pedro da Cova, Gondomar*. Agência Portuguesa do Ambiente.
- APA (2020). *Guia de classificação de resíduos*. Agência Portuguesa do Ambiente. Disponível em https://apambiente.pt/sites/default/files/2021-06/Guia%20de%20Classifica%C3%A7%C3%A3o_vers%C3%A3o%202.0_20200107.pdf (acesso em outubro de 2024).
- APA (2022). *Solos contaminados - Guia técnico: Valores de referência para o solo*. Revisão 3, Agência Portuguesa do Ambiente. Disponível em: https://sniambgeoviewer.apambiente.pt/GeoDocs/geoportaldocs/AtQualSolos/Guia_Tecnico_Valores%20de%20Referencia_2019_01.pdf (acesso em outubro de 2024).
- Bagchi, A. (1994). *Design, construction, and monitoring of landfills*. 2.^a edição, Wiley, New York, New York, USA.
- Crooks, V. E.; Quigley, R. M. (1984). *Saline leachate migration through clay: a comparative laboratory and field investigation*. Canadian Geotechnical Journal, 21 (2), pp. 349-362. <https://doi.org/10.1139/t84-035>

- EDM (2011). *A herança das minas abandonadas – O enquadramento e a atuação em Portugal*. Empresa de Desenvolvimento Mineiro, Portugal. Disponível em: https://edm.pt/wp-content/uploads/2017/03/livro_edm.pdf (acesso em setembro de 2024).
- Fares, G.; Al-Zaid, R. Z.; Fauzi, A.; Alhozaimy, A. M.; Al-Negheimish, A. I.; Khan, M. I. (2016). *Performance of optimized electric arc furnace dust-based cementitious matrix compared to conventional supplementary cementitious materials*. Construction and Building Materials, 112 (1), pp. 210-221. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.068>
- FRTR (2021). *Properties and behavior of inorganics*. JBSA Fort Sam Houston, Houston, Texas, USA. Disponível em: https://frtr.gov/matrix2/section2/2_8_1.html (acesso em outubro de 2024).
- Gao, J.; Faheem, M.; Yu, X. (2022). *Global research on contaminated soil remediation: A bibliometric network analysis*. Land, 11 (9), 16 p. <https://doi.org/10.3390/land11091581>
- Gustafson, J. B.; Tell, J. G.; Orem, D. (1997). *Selection of representative TPH fractions based on fate and transport considerations*. Amherst Scientific Publishers, Amherst, Massachusetts, USA, vol. 3.
- IPQ (1965a). *NP 84: Solos - Determinação do teor em água*. Instituto Português da Qualidade.
- IPQ (1965b). *NP 83: Solos - Determinação da densidade das partículas*. Instituto Português da Qualidade.
- IPQ (1969). *NP 143: Solos - Determinação dos limites de consistência*. Instituto Português da Qualidade.
- Lee, H.-gil; Kim, H.-K.; Noh, H.-J.; Byun, Y. J.; Chung, H.-M.; Kim, J.-I. (2021). *Source identification and assessment of heavy metal contamination in urban soils based on cluster analysis and multiple pollution indices*. Journal of Soils and Sediments, 21 (5), pp 1947-1961. <https://doi.org/10.1007/s11368-020-02716-x>
- LNEC (1966a). *E 196: Solos - Análise granulométrica*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- LNEC (1966b). *E 197: Solos - Ensaio de compactação*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- LNEC (1967). *E 204: Solos - Determinação da baridade seca in situ pelo método da garrafa de areia*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Marr, W. A.; Ladd, C. C.; Fox, P. J. (2014). *Guidelines for writing a case study paper*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 140 (3), 2 p. [https://10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001076](https://10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001076)
- Ministry of the Environment (2011). *Soil, groundwater and sediment standards for use under Part XV.1 of the Environmental Protection Act*. Ontario, Canada.
- Mota, R. (2017). *Prospecção geoambiental para a remoção dos resíduos perigosos de São Pedro da Cova (Gondomar) - Componente geofísica*. Relatório 77/2017 - DG/NGEA, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Publiambiente (2000). *Projeto de recuperação ambiental e paisagístico da escombreira de S. Pedro da Cova. Fase I – Escombreira interior*. Publiambiente.
- Reddy, K. R.; Adams, J. A. (2015). *Sustainable remediation of contaminated sites*. 1.^a edição, Momentum Press®, LLC, New York, USA.
- Roque, A. J. (2010). *Programa e especificações técnicas para o estudo geoambiental dos resíduos depositados nas escombreiras das antigas minas de São Pedro da Cova (Gondomar)*. Relatório 261/2010 - DG/NGEA, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

- Roque, A. J.; Pina, B. (2011). *Avaliação das quantidades e das características físico-químicas dos resíduos depositados nas escombreyas das antigas minas de São Pedro da Cova (Gondomar)*. Relatório 121/2011 - DG/NGEA, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Roque, A. J. (2013). *Remoção dos resíduos perigosos depositados nas escombreyas das antigas minas de carvão de São Pedro da Cova (Gondomar)*. 1.º Relatório: Metodologia e planeamento dos trabalhos e procedimentos a implementar. Relatório 399/2013 - DG/NGEA, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Roque, A. J. (2015). *Programa de prospeção geoambiental para a remoção dos resíduos perigosos de São Pedro da Cova (Gondomar)*. 2.ª Fase. Relatório 122/2015 - DG/NGEA, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Roque, A. J.; Coelho, M. J.; Ramos, R. (2017). *Avaliação das quantidades e das características físico-químicas dos resíduos depositados nas escombreyas das antigas minas de São Pedro da Cova (Gondomar)*. 2.ª Fase. Relatório 93/2017 - DG/NGEA, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Roque, A. J. (2017). *Avaliação das quantidades e das características físico-químicas dos resíduos depositados nas escombreyas das antigas minas de São Pedro da Cova (Gondomar)*. 2.ª Fase (Aditamento ao Relatório 93/2017 – DG/NGEA). Relatório 320/2017 – DG/NGEA, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Rowe, R. K. (1998). *From the past to the future of landfill engineering through case histories*. Proceedings of the 4th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, USA, pp. 145-166.
- Rubio-Cintas, M. D.; Barnett, S. J.; Perez-García F.; Parron-Rubio, M. E. (2019). *Mechanical-strength characteristics of concrete made with stainless steel industry wastes as binders*. Construction and Building Materials, 204, pp. 675-683. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.01.166>
- Shackelford, C. D. (1989). *Diffusion of contaminants through waste containment barriers*. Transportation Research Record 1219, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 169-182.
- Sikalidis, C.; Mitakas, M. (2006). *Utilization of electric arc furnace dust as raw material for the production of ceramic and concrete building products*. Journal of Environmental Science and Health Part A, 41 (9), pp. 1943-1954. <https://doi.org/10.1080/10934520600779240>
- Tecninvest (1997). *Auditoria ambiental à SN – Empresa de Produtos Longos, SA – Fábrica da Maia*. Relatório final - Volume 1. Tecninvest.
- Tribunal Arbitral (2006). *Acordo de responsabilidade pelos custos ambientais – Perícia colegial*.
- Yanful, E. K., Nesbitt, H. W. e Quigley, R. M. (1988a). *Heavy metal migration at a landfill site, Sarnia, Ontario, Canada – 1. Thermodynamic assessment and chemical interpretations*. Applied Geochemistry, 3 (5), pp. 523-533. [https://doi.org/10.1016/0883-2927\(88\)90024-8](https://doi.org/10.1016/0883-2927(88)90024-8)
- Yanful, E. K., Quigley, R. M. e Nesbitt, H. W. (1988b). *Heavy metal migration at a landfill site, Sarnia, Ontario, Canada – 2. Metal partitioning and geotechnical implications*. Applied Geochemistry, 3 (6), pp. 623-629. [https://doi.org/10.1016/0883-2927\(88\)90094-7](https://doi.org/10.1016/0883-2927(88)90094-7)

CARACTERIZACIÓN RESISTENTE DE LOS RESIDUOS Y DE LAS INTERFACES ENTRE GEOSINTÉTICOS UTILIZADOS EN VERTEDEROS

Shear strength characterization of waste materials and the interfaces between geosynthetic layers used in landfill liners

Jorge Cañizal^a, Pablo Lapeña-Mañero^b

^a E.T.S. Ing. de Caminos, C. y P., Grupo de Geotecnia, Universidad de Cantabria, España.

^b Prezero España, Departamento de Ingeniería, Proyectos e Innovación, España.

RESUMEN – La estabilidad de los taludes que conforman un vertedero es un tema muy significativo a tener en cuenta. La rotura de un vertedero supone una incidencia muy importante que afecta a su explotación, al medio ambiente, generando incluso víctimas. Sin embargo, hay escasas referencias en la bibliografía existente y en la normativa que aludan a cómo abordar el análisis de su estabilidad. Excluyendo la rotura por falta de capacidad portante del terreno de apoyo, las inestabilidades pueden afectar a la masa de residuos o pueden producirse a través de los contactos entre los diferentes geosintéticos que conforman el sistema de impermeabilización inferior y sellado, así como entre estos y los residuos o el terreno natural. El artículo recoge diversas investigaciones realizadas por el Grupo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria a lo largo de más de tres décadas, mostrando diferentes métodos para obtener los valores de los parámetros resistentes de los residuos y de las interfaces, presentando ensayos y resultados de laboratorio y campo realizados. Se realizan también comparaciones con otros resultados obtenidos de la bibliografía.

ABSTRACT – The stability of landfill slopes is a highly significant issue to consider. A landfill failure represents a major incident that impacts operations, the environment, and can even result in casualties. However, few references in the existing literature and standards address how to approach the stability analysis of landfill slopes. Excluding failures due to inadequate bearing capacity of the foundation soil, instabilities can affect the waste mass itself or may occur along the interfaces between various geosynthetics that make up the lower liner and sealing systems, as well as between these layers, the waste, or the natural ground. This article presents various studies conducted by the Geotechnical Group at the University of Cantabria over more than three decades, demonstrating different methods to obtain the values of the strength parameters of waste materials and interfaces. It includes laboratory and field tests and results and provides comparisons with other findings from the literature.

Palabras Chave – vertederos, geosintéticos, residuos.

Keywords – landfills, geosynthetics, waste.

1 – INTRODUCCIÓN

Una gran parte de los vertederos que se construyen para albergar residuos sólidos urbanos se hacen aprovechando vaguadas y asentándose en terreno en ladera. En otros casos, se acondiciona un

E-mails: jorge.canizal@unican.es (J. Cañizal), pablo.lapena@prezero.com (P. Lapeña-Mañero)

ORCID: orcid.org/0000-0002-2281-0456 (P. Lapeña-Mañero)

terreno relativamente plano para conformar un vaso bajo la cota del terreno natural que permita el depósito inicial de los residuos. En ambos casos, se ejecuta un dique de cierre usando terreno compactado, bien en el pie en el caso de depósitos en ladera o en la zona baja en el caso de depósitos en terreno plano, a partir del cual se van colocando los residuos durante el período de explotación, usualmente de algunas decenas de años, elevando la cota de la plataforma de trabajo hasta alcanzar la altura del relleno prevista en proyecto (Figura 1). Con este tipo de geometría de relleno, pueden encontrarse espesores medios de residuos depositados de varias decenas de metros y alturas del plano de coronación del vertido respecto dique de cierre que pueden alcanzar e incluso superar el centenar de metros.

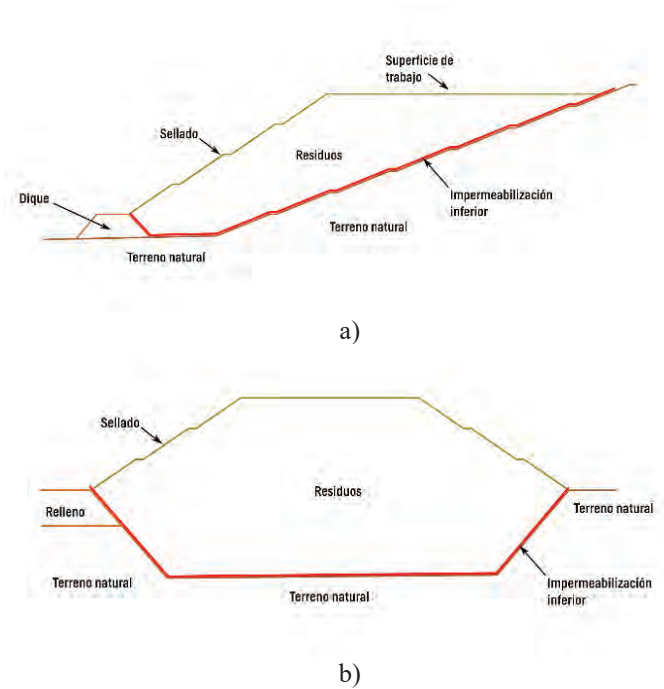


Fig. 1 – Esquemas del perfil de un vertedero: (a) en ladera y (b) en terreno plano.

Con el fin de evitar la contaminación del terreno de apoyo, se dispone un sistema de impermeabilización inferior que aísla a los residuos del terreno natural, evitando la contaminación del agua freática y del suelo por parte de los lixiviados generados por efecto de la descomposición de la materia orgánica y de la contaminación de las aguas de lluvia que percolan en el interior de la masa de residuo. La impermeabilización se confía a capas de terreno arcilloso con muy bajo valor del coeficiente de permeabilidad, junto con un conjunto de geosintéticos impermeabilizantes, geomembranas y geocompuestos bentoníticos (GCL), intercalados con geosintéticos drenantes, geocompuestos drenantes (GCD) y geotextiles, para encauzar los lixiviados a una zona de recogida y otros geosintéticos que cumplen funciones de separación y protección de los elementos impermeables, sobre todo geotextiles. A distancias regulares (20 – 30 m), los geosintéticos se sujetan al terreno mediante zanjas de anclaje, ubicadas en bermas de talud del terreno natural de base, para evitar su deslizamiento durante el llenado.

Una vez alcanzadas las cotas previstas de relleno y cuando el movimiento de la superficie lo permite, se ejecuta la capa de sellado. Esta capa de sellado previene la infiltración del agua de escorrentía superficial hacia el interior de la masa de residuos, evitando la generación de lixiviados,

y la evacuación no controlada de gases al exterior, evitando así las emisiones difusas de biogás a la atmósfera. Si bien no es obligatorio de acuerdo con la normativa vigente, es habitual colocar en el talud exterior del vertedero otro paquete de geosintéticos que conforman la capa de sellado, siendo algunos de ellos impermeabilizantes, intercalados con otros con función drenante y de separación y protección. Sobre el paquete de geosintéticos, se coloca una capa de suelo de unos decímetros de espesor para revestir y revegetar la superficie del talud. Esta última capa de suelo sí que es de obligatoria instalación de acuerdo con la legislación vigente. En la Figura 2 se muestra un ejemplo de los sistemas de impermeabilización y sellado de un depósito controlado moderno.

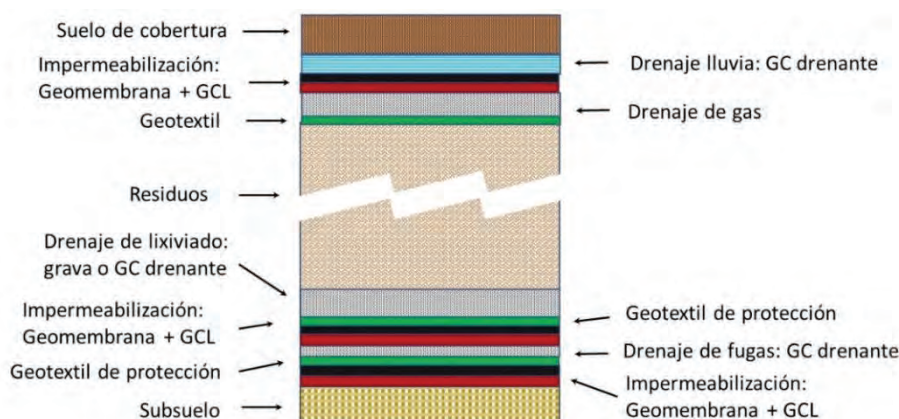


Fig. 2 – Ejemplo de esquema de impermeabilización y sellado de un vertedero.

Atendiendo a las dimensiones y características de un vertedero, puede verse que constituye una obra civil de envergadura. Y con una serie de peculiaridades que la hacen todavía más compleja:

- Heterogeneidad de los materiales depositados, residuos con o sin tratamiento previo, con gran deformabilidad y alterabilidad a lo largo del tiempo por descomposición de la materia orgánica.
- Proceso de colocación del vertido con difícil compactación.
- Enorme dificultad para la obtención de valores representativos de los parámetros resistentes de los vertidos, no solo por su heterogeneidad, sino por las condiciones ambientales y sanitarias de los ensayos pertinentes.
- Gran disparidad respecto a los niveles de lixiviados en el interior de la masa de residuos. Aunque en la gran mayoría de los vertederos actuales se diseñan sistemas de drenaje y conducción de lixiviados para reducir la posibilidad de existencia de presiones intersticiales en el interior de la masa de residuos, estos pueden dejar de funcionar correctamente por colmatación o por efecto de la generación de asientos diferenciales en el vertedero. Además de esto, si bien en la actualidad es una práctica habitual la retirada de las tierras de cubrición temporal antes de realizar nuevos vertidos, bien por una retirada no adecuada o, directamente, por no realizar dicho procedimiento, en ocasiones estas capas constituyen barreras hidráulicas, que no permiten un drenaje adecuado de los lixiviados. Esto hace que los sistemas de drenaje puedan no funcionar correctamente, generando acumulaciones de lixiviado en el interior de la masa de residuo.
- Por último, en algunos casos se diseñan los depósitos de tal forma que se recircula el lixiviado extraído en la masa de residuos para aumentar su humedad, lo que acelera la descomposición de la materia orgánica. Este tipo de diseños se denomina biorreactor. Un

funcionamiento anómalo del sistema de recirculación puede generar también acumulaciones de lixiviado en el interior de la masa de residuo, generando presiones intersticiales en el material.

- Presencia de biogás producido por la descomposición de la materia orgánica, llevando, de forma similar a la existencia de lixiviado, a incrementar las presiones intersticiales en el interior de la masa de residuos. El biogás está formado, de forma mayoritaria, por metano y dióxido de carbono, junto con otros gases (oxígeno, hidrógeno, nitrógeno y sulfuro de hidrógeno, entre otros). Sobre todo, los dos gases principales son considerados gases de efecto invernadero, por lo que se deberá evitar su emisión a la atmósfera.
- Los sistemas multicapa de impermeabilización y sellado presentan interfaces entre los distintos geosintéticos que pueden ser potenciales superficies de deslizamiento, por lo que deben ser estudiadas en cuanto a su resistencia e implicación en la estabilidad del conjunto.

A pesar de la complejidad de la obra que constituye un vertedero, en la bibliografía dedicada al tratamiento y depósito de residuos sólidos en vertedero, las alusiones a la estabilidad de vertederos y caracterización resistente de los materiales englobados es más bien escasa, o directamente no es tratada. Las referencias se corresponden mayoritariamente con artículos en revistas especializadas en el campo geotécnico, según puede verse en las reseñas bibliográficas. Respecto a la normativa española, actualmente basada en el Real Decreto 646/2020 (Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico, 2020) y sus desarrollos técnicos posteriores, solo hay unas frases con referencias someras y muy genéricas a la estabilidad: haciendo responsable a la entidad explotadora de la estabilidad geomecánica del vertedero; estableciendo que la colocación de los residuos se haga de manera que garantice la estabilidad de la masa de residuos y estructuras asociadas, en particular para evitar los deslizamientos; y obligando a que las solicitudes de Autorización Ambiental Integrada documenten la estabilidad geomecánica de los residuos vertidos.

La Subdirección General de Calidad Ambiental (2003) publicó un borrador del desarrollo técnico del Real Decreto 1481/2001 (Ministerio de Medio Ambiente, 2002), normativa por la que se regulaba en aquel momento el depósito de residuos en vertedero. Dicho documento tiene un apartado de “Estabilidad e integridad de la masa de residuos y de las capas de impermeabilización” donde se presenta una recomendación de valores mínimos de factores de seguridad según el tipo de vertido y el riesgo que daños que una posible rotura pudiera producir.

Tras la entrada en vigor de la actual normativa para el depósito de residuos en vertedero (Real Decreto 646/2020), La Dirección General de Calidad y Evaluación Ambiental (2024) ha publicado un documento en el que se recogen recomendaciones para el establecimiento de criterios de ubicación, diseño y programas de vigilancia en vertederos. Dicho documento contiene un apartado sobre estabilidad de los vertederos, en el que se realiza una recomendación de valores mínimos del factor de seguridad dependiendo de las condiciones y del tipo de depósito. En temas de estabilidad, las recomendaciones de este documento son prácticamente idénticas a las que se realizaban en el desarrollo técnico del RD 1481/2001, siendo la recomendación en cuanto a los valores del factor de seguridad exactamente la misma. En la Tabla 1 se muestra la recomendación en cuanto al valor mínimo del factor de seguridad que se realiza en ambos documentos.

Tabla 1 – Valores mínimos del factor de seguridad recomendados para el análisis de estabilidad.

Situación de riesgo	Clase de vertedero		
	Residuos inertes	Residuos no peligrosos	Residuos peligrosos
Bajo	1,3	1,4	1,5
Medio	1,4	1,5	1,6
Alto	1,5	1,6	1,8

Además de los valores mínimos de los factores de seguridad a utilizar en los análisis de estabilidad, el documento establece tanto las formas habituales de rotura en depósitos controlados de residuos como los diferentes escenarios de cálculo. Pero, en ningún caso, se establece la metodología a aplicar, parámetros de uso, ensayos a realizar, y otros aspectos necesarios para la realización de estudios de estabilidad.

Sin embargo, las inestabilidades en vertederos ocurren con relativa frecuencia durante el proceso de explotación, aunque la mayoría son localizadas y no afectan al conjunto del vertedero. Si esto último sucede, se producen graves accidentes con un fuerte impacto ambiental, con contaminación del subsuelo y del aire por escapes de lixiviados y gases, incendios posteriores a la rotura, e incluso víctimas. En la Tabla 2 se recogen algunos casos de grandes roturas de vertederos, a partir de fuentes periodísticas nacionales e internacionales y de publicaciones técnicas del análisis postrotura.

Tabla 2 – Algunos casos de rotura de vertederos.

Vertedero	Localización	Año rotura	Víctimas	Tipo y causa	Referencia
Kettleman Hills	California (EE. UU.)	1988	-	A través del sistema de impermeabilización. Baja resistencia de la interfaz.	Mitchell et al. (1990, 1993). Chang et al. (1999).
Ümraniye-Hekimbasi	Estambul (Turquía)	1993	-	A través de los residuos. Falta de drenaje (lixiviados y gas).	Güler y Avcı (1995).
Beirolas	Lisboa (Portugal)	1995	-	A través del terreno de cimientto. Baja capacidad portante	Pardo de Santayana y Veiga Pinto (1998).
Bens	A Coruña (España)	1996	1	A través de los residuos. Saturación. Fuertes lluvias. Falta de drenaje.	Prensa
Rumpke	Ohio (EE. UU.)	1996	-	A través del terreno de cimientto. Baja capacidad portante.	Eid et al. (2000). Stark et al. (2000). Chugh et al. (2007).
Doña Juana	Bogotá (Colombia)	1997	-	A través de los residuos. Falta de drenaje (lixiviados y gas).	Caicedo et al. (2002).
Hiriya	Tel-Aviv (Israel)	1997	-	A través de los residuos. Pendiente excesiva de los taludes, drenaje deficiente tras fuertes lluvias.	Huvaj-Sarihan y Stark (2008).
Payatas	Quezón (Filipinas)	2000	>330	A través de los residuos. Falta de drenaje (lixiviados y gas).	Jafari et al. (2013). Merry et al. (2005). Huvaj-Sarihan y Stark (2008).
Abanilla	Murcia (España)	2005	1	A través de los residuos. Pendiente de los taludes excesiva.	Prensa
Leuwigajah	Bandung (Indonesia)	2005	143	A través de los residuos. Falta de drenaje tras lluvias fuertes y explosiones de biogás.	Lavigne et al. (2014).
Hongao	Shenzhen (China)	2015	77	Fallo de drenaje. Exceso de capacidad	Xu et al. (2017). Peng et al. (2016).
Santa Marta	Santiago (Chile)	2016	-	A través de los residuos. Falta de drenaje.	Lapeña-Mañero, Cañizal, et al. (2022). Espinace y Farfán (2016).
Zona 3	Guatemala (Guatemala)	2016	4	Deficiencias en la explotación.	Prensa
Qoshe	Addis Abeba (Etiopía)	2017	115	Deficiencias en la explotación.	Prensa
Zona 3	Guatemala (Guatemala)	2017	4	Deficiencias en la explotación.	Prensa
Huelne	Maputo (Mozambique)	2018	16	A través del residuo. Fuertes lluvias.	JICA Survey Team (2018)
Zaldibar	Vizcaya (España)	2020	2	Vertedero de inertes.	Prensa

Simplificadamente, se pueden establecer las siguientes situaciones de inestabilidad de un vertedero, dependiendo del desarrollo de la superficie de rotura:

- A través de la masa de residuos. Se asocia con la baja resistencia de los residuos, incompatible con la geometría: altura, pendiente de talud, compactación deficiente, etc. Otros factores importantes en este tipo de inestabilidades se relacionan con la existencia de presiones intersticiales elevadas debidas a drenaje deficiente, o incluso inexistente, de lixiviado, agua de lluvia infiltrada o gas.
- Implicando al terreno del cimientto. En caso de apoyo del vertedero sobre terrenos arcillosos aluviales o coluviales con baja capacidad portante.
- Inestabilidad por deslizamiento a través del sistema de impermeabilización. La causa primordial es que el valor de la resistencia tangencial al corte entre una de las interfaces de contacto de dicho sistema es insuficiente. Estas interfaces pueden ser entre los residuos y la impermeabilización, y entre esta y el terreno natural inferior, entre los diversos geosintéticos que conforma el sistema, o roturas internas de los geocompuestos, tanto impermeabilizantes (GCL) como drenantes (GCD).
- Inestabilidades superficiales en el sistema de sellado superior. Son más frecuentes en sistemas en los que se incluyen geosintéticos, por causas idénticas a las del apartado anterior, incluyendo el deslizamiento de la capa de cobertura de suelo ubicada sobre el paquete de geosintéticos. El espesor de la capa de tierras que se coloca como soporte para la vegetación de la restauración paisajística suele ser pequeño, normalmente inferior a 1 m.

Las inestabilidades a través de los sistemas de impermeabilización y sellado pueden estar asociadas, además de a deslizamientos entre geosintéticos en sus contactos, con roturas por tracción de los geosintéticos o arranques de estos respecto de las zanjas de anclaje.

Por tanto, se requiere la caracterización resistente de los materiales implicados: residuos e interfaces de las capas de impermeabilización para poder analizar la estabilidad de un vertedero. El propósito de este artículo es reseñar metodologías para ello y establecer rangos de valores de sus parámetros resistentes.

2 – CARACTERÍSTICAS RESISTENTES DE LOS RESIDUOS

Igual que sucede en los suelos, la masa de residuos no es un medio continuo, sino que está formado por partículas aisladas, que solo entran en contacto con las partículas adyacentes de forma parcial. Por lo tanto, su resistencia viene determinada por las características de estos contactos. Por otro lado, la resistencia de los residuos aumenta con la tensión octaédrica, comportamiento esperable de un material friccional. Debido a esto, el estudio del comportamiento mecánico de los residuos se realiza, habitualmente, usando técnicas diseñadas para el estudio de suelos.

2.1 – Diferencias principales entre el comportamiento de los residuos y los suelos

Si bien el carácter particulado de los residuos hace que su comportamiento se asemeje al de los suelos granulares, las características de estas partículas generan diferencias que es necesario tener en cuenta tanto para la realización de los ensayos de caracterización como para su interpretación.

Por un lado, los residuos contienen, en general, una gran cantidad de materia orgánica que se descompone con el tiempo. Esto hace que las características físicas y químicas del material cambien durante el proceso. Si bien este comportamiento puede observarse en algunos tipos de suelos, la magnitud y la velocidad de los cambios es muy superior en residuos. Esta descomposición provoca la reducción del volumen del material, lo que genera grandes deformaciones en la masa de residuo sin la necesidad de que se incremente su estado tensional. A este proceso se le conoce como autocompactación y genera asientos de gran magnitud en la superficie de depósitos controlados. Además de la reducción de volumen, en el proceso de descomposición se generan lixiviados y

biogás, que hay que gestionar adecuadamente, ya provocan cambios en las características resistentes del material y en su estado tensional (Dixon y Jones, 2005; Eid et al., 2000; Grisolia y Napoleoni, 1996; Landva y Clark, 1990; Ramaiah et al., 2017; Zhan et al., 2008).

Otra diferencia que puede afectar a la realización de ensayos sobre residuos es la menor rigidez de sus partículas en comparación con las partículas de un suelo. En el estudio del comportamiento agregado de los suelos suele considerarse que sus partículas son infinitamente rígidas con respecto a la rigidez del material. Debido a esto, todo el cambio de volumen que se produce tras la aplicación de cargas a un suelo se explica mediante el cambio de volumen en sus huecos. En el caso de los residuos, si bien existen partículas rígidas, estas coexisten con partículas muy deformables, que hacen que la suposición de que son infinitamente rígidas pueda llevar a errores en la interpretación de los resultados de algunos ensayos, infraestimando la deformabilidad real de la masa de residuos (Dixon y Jones, 2005; Grisolia y Napoleoni, 1996; Karimpour-Fard et al., 2011; Lapeña-Mañero, García-Casuso, et al., 2022).

2.2 – Comportamiento mecánico de los residuos

Como se ha dicho con anterioridad, el comportamiento de los residuos es el de un material friccional, aumentando su resistencia con la tensión octaédrica, por lo que habitualmente se estudian utilizando el modelo de Mohr-Coulomb. Igual que sucede en otros materiales granulares, el aumento de la resistencia con la tensión octaédrica y, por lo tanto, con la profundidad, no es lineal, pudiendo representarse como una curva de pendiente decreciente en el plano de Mohr, lo que indica una disminución del ángulo de rozamiento con la profundidad. Habitualmente, se estudia el material como un material drenado, con comportamiento similar al que muestran las arenas, con muy baja o inexistente cohesión (Lapeña-Mañero, García-Casuso, et al., 2022; Palma, 1995; Pulat y Yukselen-Aksoy, 2020; Stark et al., 2009).

La resistencia de los residuos está determinada por una gran cantidad de factores, tanto propios del material como de la forma en la que se opera el vertedero en el que son depositados.

Además de la deformabilidad de las partículas, uno de los principales factores que condiciona el comportamiento de los residuos es la cantidad de fibras que contiene y las características de estas. Landva y Clark (1990) indicaron que el deslizamiento entre las partículas del residuo ensayado se producía principalmente por los contactos entre las láminas plásticas, lo que reducía significativamente el ángulo de rozamiento obtenido en los ensayos. Otro efecto de los materiales fibrosos es el de refuerzo, haciendo que el material se comporte de forma similar a un suelo reforzado con fibras. El efecto de refuerzo de las fibras se desarrolla con la deformación del material, a medida que las diferentes fibras van entrando en carga (Bareither et al., 2020; Eid et al., 2000; Feng et al., 2017; Gomes et al., 2013; Kölsch, 1995; Machado et al., 2002; Stark et al., 2008). Este efecto hace que aparezca una componente de la resistencia que no es directamente proporcional a la tensión normal efectiva, por lo que, a efectos matemáticos, en el modelo de Mohr-Coulomb da lugar a un valor positivo de la cohesión. Debido a la naturaleza de esta cohesión, su valor no es constante, aumentando con la deformación. La combinación del efecto de refuerzo y la menor resistencia de los contactos entre láminas plásticas hace que los residuos muestren una resistencia que aumenta con el contenido fibras hasta un cierto umbral, en el que el deslizamiento entre ellas hace que su resistencia disminuya (Grisolia y Napoleoni, 1996).

El efecto de refuerzo de las partículas fibrosas hace que la deformación necesaria para llegar a rotura sea muy grande. Además, la mayoría de los autores indican que el material muestra una fuerte rigidización con la deformación, lo que hace que la forma de las curvas tensión-deformación en los ensayos de laboratorio sea cóncava. En la Figura 3 se muestran las curvas tensión-deformación de ensayos de corte directo y triaxiales recopilados por Stark et al. (2008) en las que puede apreciarse este efecto. En todo caso, la deformación necesaria para llegar a la situación de rotura en los residuos es muy superior a la de otros componentes de los depósitos controlados (Grisolia y Napoleoni, 1996; Sánchez-Alciturri et al., 1993).

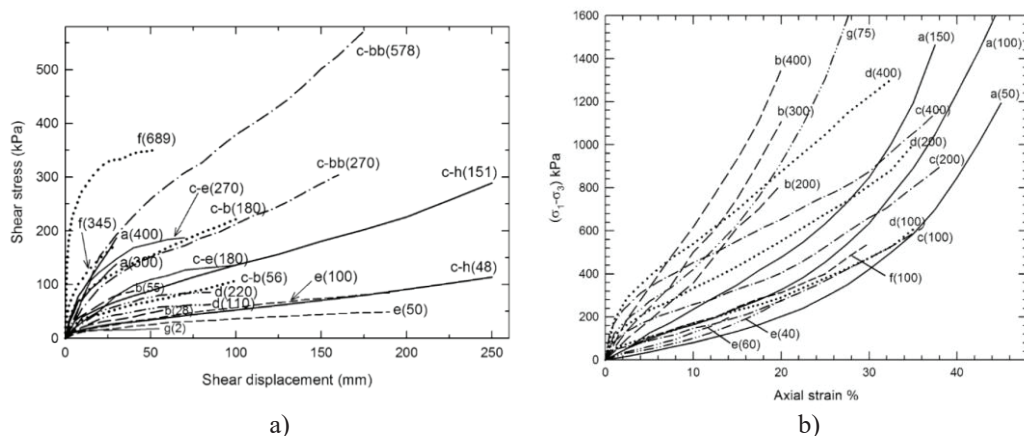


Fig. 3 – Curvas tensión/deformación. (a) Ensayos de corte y (b) ensayos triaxiales (Stark et al., 2008).

Como puede verse en la Figura 3, en la mayoría de los ensayos no se llega a una tensión constante final ni a una tensión máxima (tensión de pico) que permita establecer la resistencia del residuo. Debido a esto, es habitual definir la resistencia del residuo a partir del valor de los parámetros resistentes movilizados a determinadas deformaciones, en lugar de dar un único valor de su resistencia (Bray et al., 2009; Eid et al., 2000; Lapeña-Mañero, García-Casuso, et al., 2022; Reddy et al., 2009; Zhan et al., 2008).

Otro parámetro que tiene influencia en la resistencia de los residuos es su grado de descomposición y, por lo tanto, su edad. La mayoría de los autores indican que con la descomposición aumenta el ángulo de rozamiento y disminuye la cohesión (p.e. Abreu y Vilar, 2017; Dixon y Jones, 2005; Eid et al., 2000; Grisolia y Napoleoni, 1996; Zhan et al., 2008). Si bien lo anterior es la tendencia general, algunos autores indican que el ángulo de rozamiento aumenta y la cohesión se mantiene constante (Bareither et al., 2012) o que ambos parámetros aumentan con el tiempo (Zhao et al., 2014).

Uno de los factores operacionales que tiene mayor influencia en el comportamiento de los residuos es la compactación. Una adecuada compactación de los residuos durante su colocación en el vertedero no solo mejora la capacidad de la instalación al aumentar su peso específico, sino que mejora las características resistentes del material (Bhandari y Powrie, 2013; Cox, 2013; Sivakumar Babu et al., 2015). Además, el aumento del peso específico inicial reduce los movimientos de la superficie del vertedero generados por la autocompactación.

Por otro lado, el efecto de la compactación del material hace que el comportamiento de la capa más superficial del residuo sea diferente al del material depositado con anterioridad, mostrando una resistencia superior a la que le correspondería por su nivel tensional. Kavazanjian et al. (1995) establecen una envolvente de rotura bilineal para los residuos dependiendo de la tensión normal. Para valores de la tensión normal menores a 30 kPa consideran que el comportamiento es puramente cohesivo, mientras que, para valores superiores, el comportamiento sería puramente friccional. Para los valores habituales del peso específico de los residuos, entre 7 y 10 kN/m³, el límite propuesto por los autores se corresponde con una profundidad de entre los 3 y 4 metros, lo que coincide con la profundidad de afección de la compactación con la maquinaria utilizada habitualmente en vertederos. En la Figura 4, se muestra la envolvente propuesta por Kavazanjian et al. (1995) junto a los resultados obtenidos de la caracterización de residuos de otros autores.

Como puede verse en la figura, la envolvente propuesta por los autores se corresponde con el límite inferior de los valores de las caracterizaciones consideradas, por lo que resulta conservadora.

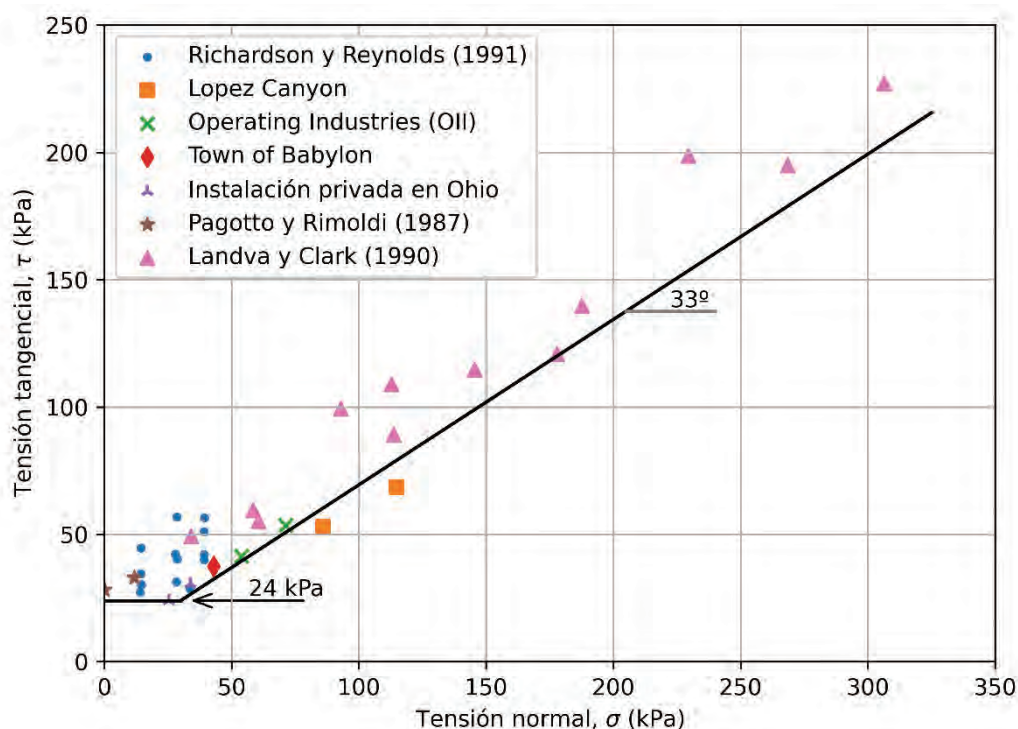


Fig. 4 – Envoltorio propuesta por Kavazanjian et al. (Modificado de Kavazanjian et al. 1995).

2.2.1 – Influencia de los tratamientos mecánicos y biológicos (TBM)

La última modificación de la directiva europea 1999/31/EC (Consejo Europeo, 2018) establece la necesidad de reducir la cantidad de material biodegradable cuyo destino final es un depósito controlado y hace obligatorio el tratamiento de los residuos previo al vertido. Las indicaciones de la directiva se incorporaron inicialmente a la legislación española en el RD 1481/2001 (Ministerio de Medio Ambiente, 2002). Desarrollos posteriores de la directiva 1999/31/EC, junto con otros avances en la normativa que regula la gestión de residuos, hizo necesaria la actualización de la legislación, dando lugar al RD 646/2020 (Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico, 2020) que regula actualmente la eliminación de residuos mediante su depósito en vertedero en España.

Los tratamientos previos al vertido, habitualmente denominados Tratamientos Mecánicos y Biológicos (TMB), consisten en una serie de procesos que se aplican a los residuos para obtener de ellos materiales valorizables, reducir la cantidad y estabilizar la materia orgánica, y reducir la cantidad de material que acaba en los depósitos controlados. Con la introducción de los pretratamientos en la gestión de residuos, los depósitos controlados han pasado de ser instalaciones autónomas en las que se disponía el residuo a depósitos de apoyo o cola de complejos centros de tratamiento de residuos.

Las características de estos materiales ya no solo dependen de la composición de los residuos tratados, sino también de las características de los tratamientos aplicados, haciendo necesaria su caracterización de forma específica para cada instalación, tanto desde el punto de vista fisicoquímico como mecánico (Di Leonardo et al., 2012). Sin embargo, hay algunas características de estos residuos que pueden establecerse como norma general.

La combinación de los tratamientos mecánico y biológico reduce la heterogeneidad del residuo y su tamaño de partícula. Por un lado, la extracción de materiales valorizables retira del flujo de

residuos plásticos, metales y otros materiales voluminosos. Por otro lado, la trituración y el cribado que se realiza antes y después del tratamiento biológico reduce el tamaño de partícula.

El tratamiento mecánico que se realiza a los residuos incluye, habitualmente, su triturado y separación por tamaño de partícula. El triturado disminuye notablemente la longitud de las fibras, lo que reduce su efecto de refuerzo, sobre todo a grandes deformaciones. Si bien no se eliminan totalmente las fibras y sigue apareciendo una componente cohesiva de la resistencia, se reduce de forma significativa el efecto de rigidización con la deformación que muestran los residuos sin tratar. La reducción de la rigidización con la deformación del material hace que, en algunos casos, pueda llegarse a la situación de rotura usando ensayos geotécnicos convencionales (Bhandari y Powrie, 2013; Lapeña-Mañero, García-Casuso et al., 2022). Sin embargo, algunos autores indican que, pese al tratamiento, en algunos casos sigue sin ser posible alcanzar la rotura (Lakshmikanthan et al., 2018; Lapeña-Mañero, García-Casuso et al., 2022; Sivakumar Babu et al., 2015). En la Figura 5 se muestran dos ejemplos de curvas de rotura obtenidas en ensayos sobre muestras de residuos sometidos a TMB.

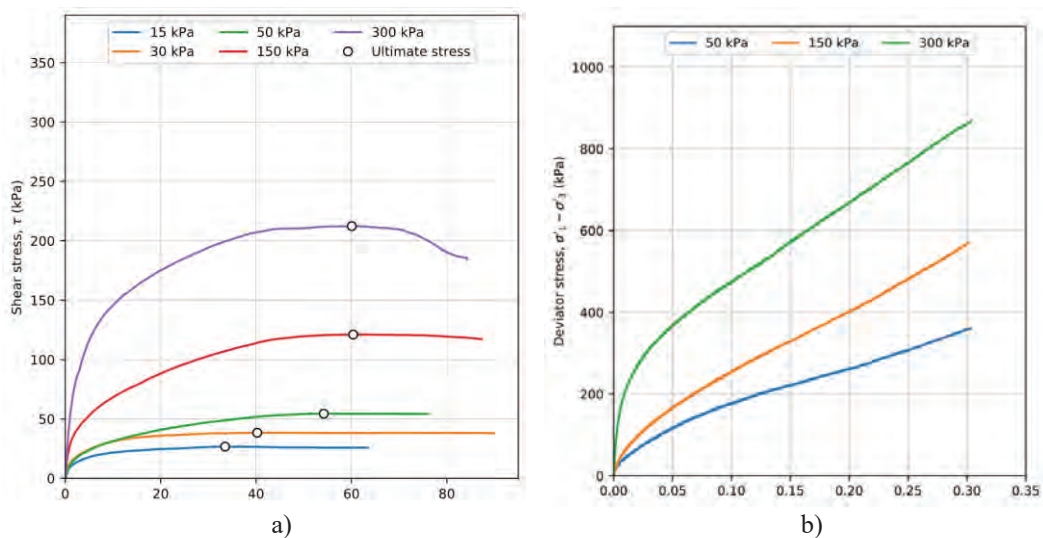


Fig. 5 – Curvas tensión deformación de ensayos a residuos sometidos a TMB. (a) Ensayo de corte directo y (b) ensayo triaxial (Lapeña-Mañero, García-Casuso et al., 2022).

Como puede verse en las figuras, en el caso de los ensayos de corte directo, se alcanzó la condición de rotura, mientras que en los ensayos triaxiales no. Comparando las gráficas del ensayo triaxial (Figura 5a) con las que muestran para residuos sin pretratamiento en la Figura 3a, se comprueba que el efecto de rigidización es menor en el caso de residuos tratados.

En todo caso, la situación de rotura se alcanza después de someter el material a grandes deformaciones, por lo que sigue siendo recomendable la utilización de parámetros resistentes movilizados (Lapeña-Mañero, García-Casuso, et al., 2022).

Uno de los objetivos principales del tratamiento mecánico y biológico es la reducción de la cantidad de materia orgánica y la estabilización de la que no puede eliminarse. Dado que los asientos diferidos en la superficie de los vertederos están causados por la degradación de la materia orgánica, su eliminación disminuye notablemente los asientos a largo plazo (Siddiqui et al., 2013).

Por último, la aplicación de los TMB aumenta el peso específico de los residuos y facilita su compactación.

2.3 – Rango de valores de los parámetros resistentes propuesto

Los rangos de valores de los parámetros resistentes de los residuos reportados en la literatura son muy amplios. Lapeña-Mañero, García-Casuso, et al. (2022), tras una revisión bibliográfica establecen estos rangos ente 19° y 53° para el ángulo de rozamiento (ϕ) y entre 0 y 70 kPa para la cohesión (c).

El Grupo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria, usando datos propios y resultados reportados por otros autores, realizó una propuesta acotada de rangos de valores de los parámetros resistentes analizando de forma conjunta resultados de ensayos de laboratorio, ensayos de campo y análisis retrospectivos de deslizamientos (Sánchez-Alciturri et al., 1993). Los autores representaron los resultados de los ensayos de campo y laboratorio en un diagrama ϕ - c como puntos con coordenadas mayores cuanto mayor es la deformación a la que se han obtenido los valores de los parámetros. Por otro lado, representaron el resultado de los análisis de deslizamientos en el mismo plano como curvas. Las curvas de los distintos resultados de análisis retrospectivos se utilizan en el análisis para determinar el nivel de deformación adecuado para los cálculos. Como resultado, los autores obtienen una región en el plano ϕ - c que representa los parámetros recomendados para el diseño. En la Figura 6 se muestra en línea negra discontinua esta propuesta.

Cañizal et al. (2011) actualizan la propuesta de parámetros anterior, incorporando nuevos resultados de ensayos y análisis retrospectivos. Además, concluyen que la deformación máxima admisible en la recomendación anterior era demasiado conservadora y proponen utilizar valores de los parámetros resistentes obtenidos para deformaciones en el rango entre el 5 y el 10%. La propuesta de parámetros realizada por Cañizal et al. (2011) se muestra en la Figura 6.

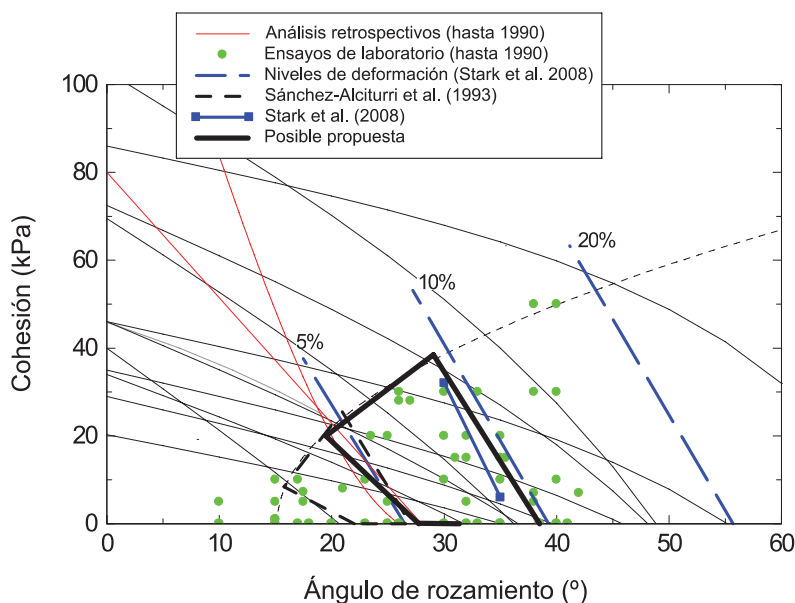


Fig. 6 – Propuesta de parámetros (Modificado de Cañizal et al., 2011).

2.4 – Peso específico

Además del valor de los parámetros resistentes, para realizar análisis de estabilidad de vertederos de residuos sólidos es imprescindible conocer, o por lo menos estimar, su peso específico. Como se ha dicho con anterioridad, los residuos sufren un proceso de autocompactación debido a

su propio peso y a la descomposición de la materia orgánica, lo que hace que su peso específico varíe de forma significativa con respecto al de compactación. A partir de una revisión bibliográfica, Kavazanjian et al. (2001) establecieron los rangos de valores del peso específico para residuos en vertederos convencionales para zonas superficiales y profundas. Según los autores, el rango para el peso específico aparente en zonas cercanas a la superficie está entre 8 y 12 kN/m³, mientras que para residuos en profundidad está entre 15 y 18 kN/m³.

Por otro lado, dado que el efecto de la autocompactación aumenta con el tiempo, parece razonable pensar que el aumento de peso específico con la profundidad se producirá de forma continua. Zekkos et al. (2006) proponen un modelo hiperbólico para el perfil de peso específico de los residuos con la profundidad que depende de las condiciones de operación del vertedero. Si bien la utilización de este tipo de formulaciones directamente en los modelos de cálculo los hace innecesariamente complejos y, por lo tanto, no suelen aplicarse de forma directa, sí que pueden servir para obtener valores medios para rangos de profundidades, en cuyo caso su uso resulta mucho más sencillo.

Un aspecto a tener en cuenta a la hora de determinar el peso específico de los residuos es la variación que se produce cuando el material se encuentra saturado. La elevada porosidad de los residuos hace que puedan albergar una gran cantidad de lixiviado en su interior, lo que aumenta de forma considerable su peso específico aparente. Debido a lo anterior, en los modelos debe considerarse un peso específico mayor para la zona bajo el nivel freático.

2.5 – Métodos de determinación características resistentes

Como se ha dicho con anterioridad, si bien existen diferencias entre el comportamiento de los residuos y de los suelos, los métodos disponibles para la caracterización mecánica de residuos son los mismos que para cualquier estudio de mecánica de suelos:

- Ensayos de laboratorio.
- Ensayos de campo.
- Análisis retrospectivos de deslizamientos (back-analyses).

2.5.1 – Ensayos de laboratorio

Uno de los principales problemas para la realización de ensayos de laboratorio sobre residuos es la dificultad de obtener muestras representativas. La gran heterogeneidad del material, tanto en la naturaleza de las partículas como en su granulometría, hace prácticamente imposible la obtención de muestras representativas inalteradas directamente de depósitos controlados, por lo que, habitualmente, se recurre bien a muestras reconstruidas a partir de material extraído de los depósitos, o bien a muestras tomadas antes de su vertido. Dado que el estado in situ del material en el vertedero no está determinado por procesos geológicos de formación del terreno, el comportamiento de las probetas reconstruidas, si se realizan de forma adecuada, es idéntico al de muestras inalteradas (Mazzucato et al., 1999).

Además, la diferencia entre la naturaleza de las partículas de los residuos con respecto a las de los suelos hace que la realización e interpretación de ensayos de laboratorio se complejice. Por un lado, la deformabilidad de las partículas hace que la medición indirecta del cambio de volumen que se realiza en algunos ensayos de laboratorio mediante el volumen de líquido expulsado o absorbido por las probetas durante las diferentes fases de ensayo conlleve errores. Por otro lado, en general, las partículas de los residuos son de mayor tamaño que las de los suelos y mucho más heterogéneas. Para evitar, en la medida de lo posible, este problema, se recurre habitualmente a probetas de gran tamaño.

La deformabilidad de los residuos también hace que los recorridos de los equipos que se utilizan habitualmente en el ensayo de suelos resulten insuficientes, tanto en los sistemas para la confección

de las probetas y su consolidación, como en los que producen la rotura durante el ensayo, por lo que se aconsejable su adaptación para el ensayo de residuos.

Teniendo en cuenta estas particularidades, Athanasopoulos (2008) realiza recomendaciones para la preparación de probetas de residuos convencionales y su posterior ensayo. En la actualidad, la mayoría de los residuos se someten a tratamientos mecánicos y biológicos previos a su depósito en vertedero. Estos tratamientos cambian significativamente, entre otras cosas, el tamaño y la forma de las partículas, lo que hace que su manipulación en laboratorio se simplifique. Si bien Lapeña-Mañero, García-Casuso, et al., (2022) reportan una menor deformabilidad de los materiales tratados, constatan que todavía es necesaria la adaptación de los equipos y los procedimientos de ensayo para este tipo de materiales.

Lapeña-Mañero, García-Casuso et al., (2022) también indican que el comportamiento de las probetas durante el proceso de consolidación no se corresponde con el de suelos convencionales, sin producirse la estabilización del volumen incluso para periodos de consolidación muy elevados. Debido a esto, no es posible la determinación del final de la consolidación primaria ni la obtención de la velocidad de aplicación de la carga en la fase de rotura, ya que la aplicación de la teoría de la consolidación unidimensional a los datos registrados no es posible. Debido a esto, los autores indican que ambas deben determinarse a través de la medición de la presión intersticial en los ensayos en los que esto es posible (ensayos triaxiales) o por experiencias previas con el residuo. En el caso del ensayo en caja de corte directo de grandes dimensiones (300×300 mm), los autores recomiendan procesos de consolidación de entre 24 y 48 horas y una velocidad de rotura de 1 mm/min.

Como se ha dicho con anterioridad, los residuos muestran un comportamiento con una marcada rigidización con la deformación y con una capacidad de deformación antes de la rotura aparentemente infinita. Esto hace que no sea posible alcanzar las condiciones de rotura durante los ensayos de laboratorio, por lo que, generalmente, se obtienen los valores de los parámetros resistentes movilizados a diferentes deformaciones (Eid et al., 2000; Grisolia y Napoleoni, 1996; Lapeña-Mañero, García-Casuso et al., 2022; Zhan et al., 2008).

Por otro lado, los residuos contienen elementos contaminantes y potencialmente peligrosos para las personas que los manipulan. Esto, junto con la emanación gases y olores que se producen por la descomposición de los residuos, hace necesaria la adecuación de los espacios de ensayo y la adopción de medidas especiales para la manipulación de las muestras.

Los ensayos de laboratorio más utilizados para la determinación de las características resistentes de residuos sólidos son, por orden de utilización, el de corte directo, el de compresión triaxial y el corte simple.

2.5.2 – Ensayos de campo

La utilización de ensayos de campo elimina la problemática asociada a la toma de muestra y su representatividad, ya que durante su ejecución involucra gran cantidad de material. Además, disminuye en gran medida los problemas sanitarios y ambientales de la realización de ensayos de laboratorio sobre residuos descritos en el apartado anterior. Sin embargo, el control que se tiene sobre las condiciones del ensayo es menor que en el caso de los ensayos de laboratorio y su interpretación puede ser más compleja. En muchos casos, la interpretación de los ensayos de campo se realiza usando procedimientos empíricos basados en la experiencia con el material estudiado y la correlación entre los parámetros medidos durante el ensayo y los resultados obtenidos en laboratorio. Dado que el comportamiento de los residuos difiere del de los suelos convencionales para los que se han obtenido las correlaciones, estas deben utilizarse con cautela.

En la Tabla 3 se muestra una recopilación de ensayos de campo y sus aplicaciones en el estudio de residuos sólidos realizada por Kavazanjian (2003).

Como puede verse en la tabla, el autor indica que los ensayos de campo de los que se puede obtener la resistencia de los residuos de un depósito son: corte directo *in situ*, presiómetro y los ensayos de penetración estática y dinámica.

Tabla 3 – Aplicaciones de técnicas de ensayo in situ a R.S.U. (Modificado de Kavazanjian, 2003).

Técnica		Aplicación (* aplicación indirecta)
No intrusivas	Geofísica+	Velocidad de propagación de onda
		Rigidez para pequeñas deformaciones*
		Módulo de Poisson para pequeñas deformaciones
		Amortiguamiento para pequeñas deformaciones*
		Estratigrafía
		Variabilidad espacial y temporal
	Geoeléctrica y nuclear+	Peso específico*
		Humedad*
		Composición*
	Asiento superficial	Compresibilidad primaria y secundaria*
Deformación lateral	Rigidez*	
Movimientos debidos a acciones sísmicas	Rigidez y amortiguamiento en función de la deformación*	
	Estratigrafía	
Intrusivas	Densidad in situ	Peso específico
	Humedad in situ	Humedad
		Capacidad de campo*
	Medida interna de las deformaciones	Compresibilidad
		Rigidez
	Corte directo in situ	Resistencia
	Presiómetro	Resistencia
		Rigidez
		Presión lateral
	Penetración estática (CPT, CPTu)	Estratigrafía
		Resistencia*
		Permeabilidad (CPTu)
	Penetración dinámica	Estratigrafía
		Resistencia*

+ pueden ser intrusivas si se realizan en el interior de sondeos o calicatas

El procedimiento del ensayo de corte directo *in situ* es similar al del corte directo de laboratorio, con la diferencia de que la probeta no se extrae del depósito, sino que se talla en el propio vertedero y se ensaya usando una caja de corte transportable. La mayor limitación de esta técnica es que únicamente puede ensayarse el residuo más superficial. Por otro lado, debido a la ausencia de una base rígida en la parte inferior de la probeta y a la gran deformabilidad del material, no pueden ejercerse presiones normales elevadas sin que se produzca la extrusión de la probeta por la parte inferior de la caja (Matasovic et al., 2008). El elevado coste de la realización de estos ensayos, su complejidad técnica y las limitaciones comentadas anteriormente hacen que la realización de este tipo de ensayos no sea frecuente, ni siquiera en el ámbito de la investigación, por lo que existen muy pocas experiencias documentadas (Gotteland et al., 2000; Houston et al., 1995; Richardson y Reynolds, 1991).

Si bien Kavazanjian (2003) indica la posibilidad de obtener la resistencia de los residuos utilizando ensayos presiométricos, la elevada deformación necesaria para llevar a los residuos hasta rotura hace prácticamente imposible la obtención de las características resistentes del material usando este tipo de materiales, por lo que su utilización se limita a la obtención de su rigidez (Dixon et al., 2006; Lapeña et al., 2013; Matasovic et al., 2008).

En el caso de los ensayos de penetración dinámica, si bien pueden resultar adecuados para la identificación de la presencia de capas intermedias de cubrición temporal no retiradas o de diferencias de comportamiento del material (Palma, 1995), la experiencia de los autores indica que la obtención de la resistencia del material a partir de ensayos de penetración dinámica no es posible, dado que no es posible aplicar los métodos de análisis disponibles.

Por último, de acuerdo a la bibliografía revisada y a la experiencia de los autores, los ensayos de penetración estática son los más adecuados para la obtención de la resistencia de los residuos usando ensayos de campo (Lapeña et al., 2014; Matasovic et al., 2006; Ofrikhter et al., 2018; Ramaiah y Gunturi, 2014). Si bien hay autores que reportan campañas de ensayos utilizando puntas mecánicas (Palma, 1995; Sánchez-Alciturri et al., 1993), en la actualidad el uso de estas puntas no es habitual, ya que han sido sustituidas por puntas eléctricas. Estos dispositivos, además de simplificar la toma de datos y aumentar su definición espacial, incluyen un sensor de presión de poro, que permite la interpretación del ensayo en tensiones efectivas. El ensayo de penetración estático con medida de la presión de poro más utilizado, tanto en la caracterización de residuos como en la caracterización de suelos, es el que utiliza una punta cónica con medida de la resistencia a la penetración en la punta y el fuste, conocido habitualmente como CPTu.

El ensayo permite la obtención de la estratigrafía del depósito, ya que permite la identificación del tipo de comportamiento del material (SBT por sus siglas en inglés) en cada punto. Además de la determinación de la estratigrafía, la obtención del SBT del material permite determinar el procedimiento de análisis de los datos. El comportamiento de los residuos se asemeja al de arenas y mezclas arenosas, por lo que habitualmente se utilizan los métodos diseñados para el estudio de este tipo de materiales. En la Figura 7a se muestra un ejemplo de utilización del ábaco de Schmertmann (1978) realizada por Palma (1995). El autor compara los resultados obtenidos en el vertedero de Meruelo (Cantabria, España) con otros reportados en la bibliografía, representándolos como rectángulos con distintos rellenos. Por otro lado, en la Figura 7b se muestra un ejemplo de utilización del ábaco de Robertson (2010) realizado por Lapeña et al. (2014). En este caso, los autores representan en el ábaco el valor medio de los parámetros obtenido en rangos de profundidades con comportamiento similar usando puntos.

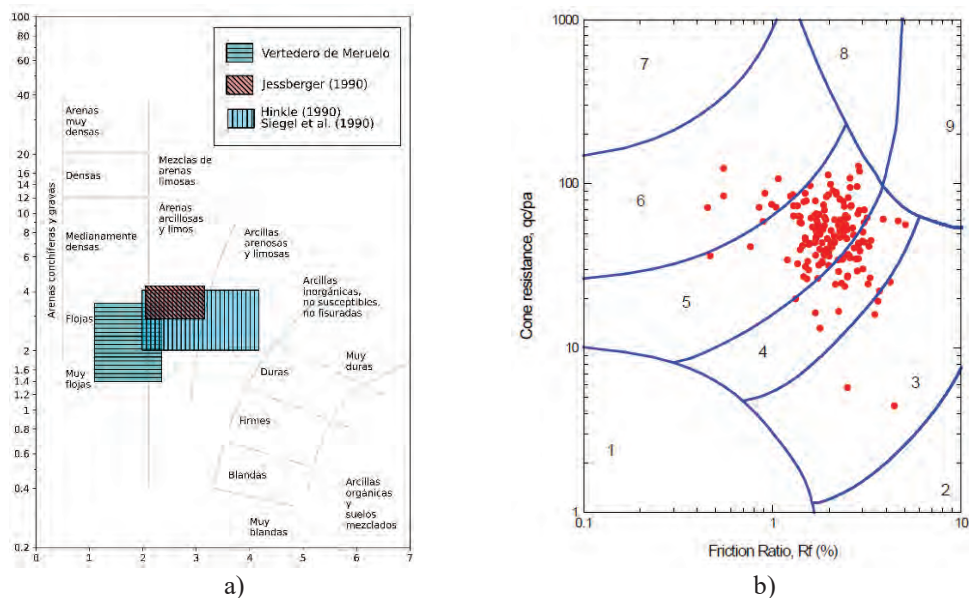


Fig. 7 – Ejemplos de SBT usando ábacos (a) ábaco de Schmertmann (Modificado de Palma, 1995) y (b) ábaco de Robertson (Lapeña et al., 2014).

Como puede verse en la figura, en ambos casos el material se comporta como una arena o una mezcla arenosa. Si bien, una vez determinado el tipo de comportamiento puede utilizarse el método correspondiente para la obtención de los parámetros resistentes, es aconsejable limpiar los datos eliminando picos y obteniendo el valor medio de los parámetros medidos en tramos de igual comportamiento (Lapeña et al., 2014).

2.5.3 – Análisis retrospectivos (*back-analyses*)

Por último, otro método habitual utilizado para la caracterización geotécnica de residuos sólidos urbanos es el análisis retrospectivo de deslizamientos de taludes (*back-analyses*). El método consiste en obtener los valores de los parámetros resistentes para los que se produce el deslizamiento del talud en las condiciones en las que se encontraba justo antes de que se produjera. Para obtener estos valores, una vez configurado el modelo de cálculo, se prueban pares de valores de los parámetros resistentes (c y ϕ) de tal forma que el valor del factor de seguridad obtenido sea igual a la unidad, lo que indica equilibrio estricto. En el mejor de los casos, el resultado del método es un conjunto de valores de los parámetros resistentes que satisfacen la condición. Si el método de cálculo lo permite y se tiene la información para hacerlo, debe ajustarse la superficie de rotura a la observada después del deslizamiento, incluida la posición y profundidad de la grieta de tracción, si existe (Huvaj-Sarihan y Stark, 2008; Stark et al., 2000).

Si bien conceptualmente el método es sencillo, presenta varios inconvenientes en su aplicación. Por un lado, si se utiliza el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, el resultado obtenido al aplicar el método no será el valor de los dos parámetros resistentes, sino únicamente una relación entre ambos. Además, para obtener resultados representativos, deben conocerse las condiciones en las que se encontraba el vertedero antes del deslizamiento. Algunas condiciones fundamentales para el cálculo suelen no conocerse con precisión, como el espesor de residuo saturado sobre el sistema de impermeabilización, la posible existencia de bolsas de lixiviado o biogás, el peso específico de los materiales que componen el depósito, etc. Por último, otro aspecto que limita la utilización de este método es la escasez de accidentes documentados y que, en muchas ocasiones, los accidentes están provocados por fallos en otros componentes del vertedero (sistema de impermeabilización, terreno de apoyo), lo que complejiza el análisis, al añadir grados de libertad al problema.

En la Figura 8 se muestra, como ejemplo, el resultado de análisis retrospectivo de un deslizamiento ocurrido en el vertedero de Santa Marta, ubicado en Santiago de Chile (Lapeña-Mañero, Cañizal, et al., 2022).

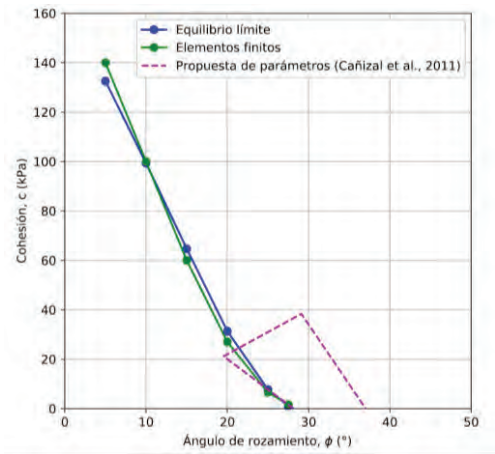


Fig. 8 – Ejemplo de resultados de un análisis retrospectivo de un deslizamiento (Lapeña-Mañero, Cañizal et al., 2022).

3 – DETERMINACIÓN DE LA POSICIÓN DEL NIVEL FREÁTICO

Dado que los residuos se comportan como materiales friccionales drenados, la determinación de la presión intersticial es fundamental para un correcto estudio de su comportamiento. Como puede verse en la Tabla 2, una gran cantidad de los accidentes documentados en la literatura se produjeron por un exceso de lixiviado, bien por drenaje deficiente, por la ocurrencia de fuertes lluvias o por la combinación de ambas.

Aunque no es habitual, en algunos vertederos se construyen piezómetros dentro de la masa de residuo que permiten conocer, al menos de forma puntual, la altura del lixiviado en su interior. En otros casos, pueden aprovecharse los pozos utilizados para la degasificación para la determinación de los niveles de lixiviado. En ambos casos, estas medidas tienen carácter puntual y no permiten la determinación de posibles embolsamientos de lixiviados, sin continuidad con el nivel freático general del vertedero (niveles colgados).

Además de la medición directa de los niveles en pozos, algunos ensayos de campo permiten la determinación de la posición del nivel freático, bien de forma directa o indirecta.

La determinación de forma directa del nivel freático puede realizarse utilizando ensayos de disipación de la sobrepresión intersticial en el ensayo CPTu. La realización de estos ensayos permite la determinación de la presión intersticial en cualquier punto de la masa de residuo, lo que permite la identificación precisa del nivel freático general y de posibles embolsamientos de lixiviados.

Otro procedimiento que resulta adecuado para la determinación de la distribución de lixiviado en el interior de la masa de residuo es la realización de ensayos geoelectrónicos. Estos ensayos permiten obtener, de forma continua, la conductividad del terreno, que puede correlacionarse de forma sencilla con la humedad del material. La conductividad eléctrica del lixiviado es muy alta, por lo que, en las zonas saturadas con lixiviado, se obtienen valores de la resistividad muy bajos. El valor de la conductividad a partir de la cual se puede considerar que el residuo se encuentra saturado depende del depósito, pero, generalmente, puede considerarse que el residuo está saturado con lixiviado para resistividades inferiores a $1 \Omega \cdot m$.

4 – RESISTENCIA AL CORTE DE LAS INTERFACES

4.1 – Ensayos

Al contrario de la complejidad que presenta el estudio de la resistencia de los residuos, la resistencia tangencial o de corte entre las interfaces de geosintéticos, y entre estos y el terreno, puede obtenerse en laboratorio con ensayos de técnica relativamente sencilla. Dichos ensayos pueden ser:

- Ensayo de corte directo en caja de corte convencional.
- Ensayo de plano inclinado.
- Ensayo de resistencia al arrancamiento (*pullout*).
- Ensayo de corte anular.

El primero de ellos es similar al que se realiza para la obtención del valor de los parámetros resistentes en suelos (Figura 9), si bien las características geométricas de algunos geosintéticos (como geomallas, georredes, geocompuestos, etc.) obliga a dimensiones de lado de la caja de corte mínimas de entre 200 y 300 mm para que la muestra sea representativa. Un requisito a tener en cuenta es la colocación y sujeción del geosintético, de forma que, al aplicar el desplazamiento horizontal, se mantenga orientado según el plano de corte evitando que se produzca desplazamiento, arrugado y plegado del geosintético, influyendo en el resultado obtenido. La experiencia indica que ello se consigue fijando el geosintético con mordaza frontal y uniéndolo a un soporte rígido de superficie lo suficientemente rugosa (o en su defecto con adhesivo) de forma que quede adherido a dicho soporte sin producirse desplazamiento entre ambos a lo largo del ensayo. En la Figura 9 se muestra el esquema del ensayo de corte directo sobre interfaces de geosintéticos.

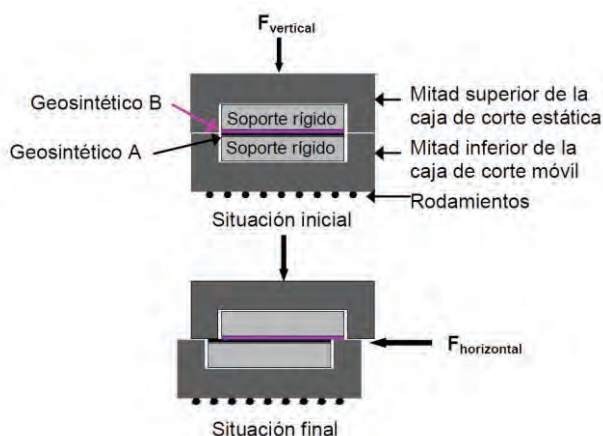


Fig. 9 – Esquema de un ensayo de corte directo en geosintéticos.

La norma europea existente para ensayo con aparato de corte (EN ISO 12957) solo considera el contacto entre un geosintético y arena tipo, normalizada, proporcionando un índice de resistencia al corte del geosintético, lo que obliga a extrapolar la normativa para la obtención de la resistencia entre las interfaces del sistema de impermeabilización. La norma norteamericana (ASTM D5321- 21) sí contempla este tipo de ensayo, por lo que su aplicación es directa.

Es el ensayo más utilizado en las investigaciones y en la práctica común. Su versatilidad, simplicidad de uso e interpretación, así como la amplitud del rango de tensiones normales que pueden aplicarse, hace que sea el método idóneo para la obtención de los valores de los parámetros resistentes en la ingeniería práctica.

También existe norma europea (EN ISO 12957-2) para el ensayo de plano inclinado. Según puede verse en la Figura10a, el ensayo consiste en bascular una base rígida en la que se aloja un geosintético hasta que la caja superior, con suelo u otro geosintético, empiece a deslizarse. El resultado adolece de haber sido obtenido con tensiones normales muy bajas, no extrapolables a las situaciones normales de un vertedero, al menos en la impermeabilización de base.

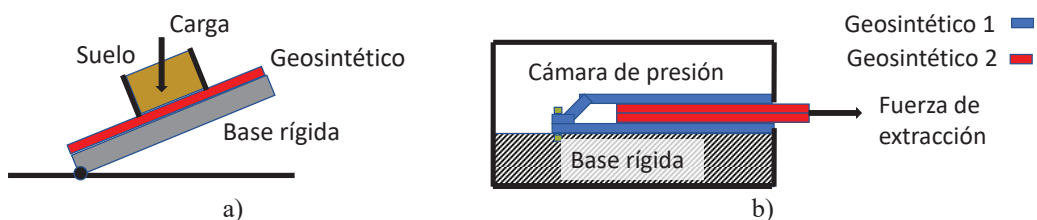


Fig. 10 – a) Ensayo plano inclinado y b) Pullout box (Modificado de Mitchell et al., 1990).

El ensayo de resistencia al arrancamiento consiste en colocar un geosintético intercalado entre suelo u otro geosintético, y bajo la aplicación de una presión normal y medir la fuerza de arranque necesaria para extraer el geosintético interior (Figura 10b).

Por último, también hay experiencias de uso del ensayo de corte anular, similar al utilizado para suelos (Jones y Dixon, 1998; Stark y Poeppel, 1994). Tiene la ventaja de poder llegar a grandes desplazamientos y así medir la resistencia residual de la interfaz, pero el defecto de, al ser el movimiento circular, no mantener la misma dirección de corte, lo que es de importancia en geosintéticos con características no isotrópicas. Además, el tamaño habitual de estos equipos obliga a

que las muestras utilizadas para la realización del ensayo sean de pequeño tamaño, por lo que presenta problemas de representatividad.

4.2 – Características resistentes

4.2.1 – Interpretación del ensayo de corte directo

Como se ha dicho con anterioridad, el ensayo más habitual para la caracterización de la resistencia de los contactos entre geosintéticos y entre geosintéticos y materiales tipo suelo es el ensayo en la caja de corte directo. En este apartado, se describe el comportamiento de las interfaces en este ensayo y se describe la forma más habitual para su interpretación.

De forma similar a un ensayo en suelos, se ejecutan tres o más determinaciones para tensiones normales (σ) de distinto valor, midiendo la fuerza necesaria para provocar el desplazamiento relativo entre ambas mitades de la caja. En general, salvo en interfaces lisas, aparece un valor máximo de la tensión tangencial inducida (tensión de pico, τ_p) en valores de desplazamiento de entre 5 a 15 mm, seguido de una reducción de dicha tensión tangencial a un valor prácticamente constante (tensión de postpico, τ_{pp}). Dicha tensión podría asimilarse, en la mayoría de los casos, a la tensión residual de la interfaz, y así es frecuentemente denominada en la bibliografía. Representando ambos valores, junto con la tensión normal respectiva, en un diagrama σ - τ (Mohr) puede ajustarse un criterio de rotura tanto en la situación de pico como de postpico. Generalmente, se utiliza el criterio de ajuste de Coulomb, relación lineal entre tensiones de acuerdo con la expresión: $\tau = c_a + \sigma \cdot \tan \phi$, donde c_a (adhesión) y ϕ (ángulo de rozamiento) son los parámetros resistentes (Figura 11).

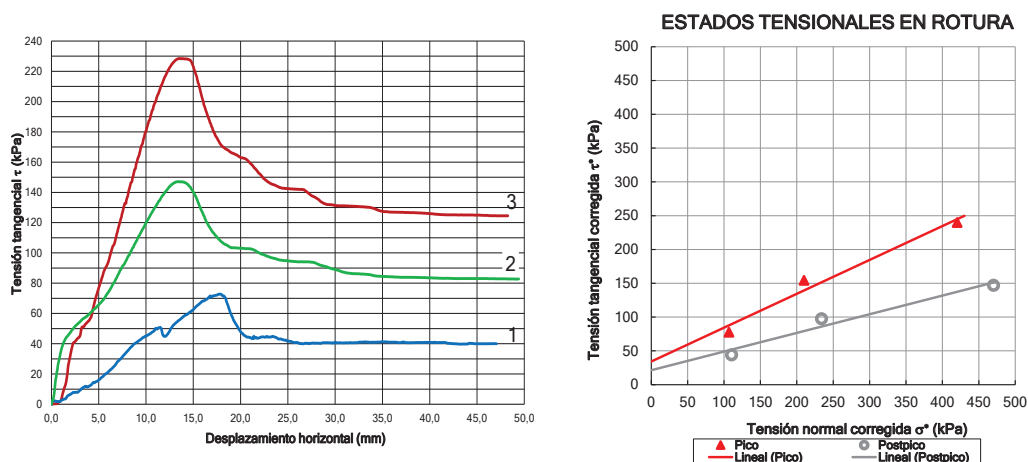


Fig. 11 – Curvas de ensayo y su interpretación.

El comportamiento resistente que presentan las interfaces se desvía, en muchos casos, de ser una envolvente recta, aunque en la práctica se mantiene este criterio de rotura. Por ello, fuera del rango de tensiones normales ensayado, los valores de los parámetros adhesión y ángulo de rozamiento obtenidos mediante un ajuste recto pueden no ser válidos, y resultar valores de la adhesión de pico inferiores a los de postpico, e incluso negativos en la extrapolación. Ambas situaciones no tienen sentido físico y son, exclusivamente, consecuencia de las limitaciones de un ajuste de los resultados obtenidos mediante una línea recta.

Alternativamente, pueden utilizarse distintos ajustes lineales cambiando según el rango de tensiones normales que corresponda, generalmente bilineales diferenciando entre tensiones

normales bajas (p.e. inferiores a 50 o 100 kPa), y rango superior a dicho valor. En ocasiones, también se ha propuesto el uso de criterios de resistencia más complejos que se ajusten mejor a un comportamiento resistente no lineal (Giroud et al., 1993; Jones y Dixon, 1998; Martínez Bacas et al., 2011).

4.2.2 – Condiciones resistentes de las interfaces

En los sistemas de impermeabilización y sellado existen múltiples interfaces de contacto con gran diversidad de características de los geosintéticos involucrados: tipo de geosintético, material y método de fabricación, espesor, rugosidad, influencia del geosintético intercalado en los geocompuestos drenantes y de las condiciones del relleno arcilloso en los geocompuestos bentoníticos (GCL). En los resultados obtenidos también influyen otras circunstancias como el tamaño de la muestra, las condiciones del ensayo, principalmente las referidas a la humedad con la que se realiza, y el valor de la tensión normal aplicada. Adicionalmente, en los contactos entre un geosintético con suelo o relleno, la resistencia de la interfaz depende de las características propias de estos materiales, que variará según el emplazamiento, el tipo de vertido dispuesto y su compactación.

En la bibliografía técnica, y en alguna normativa, pueden encontrarse resultados de ensayos realizados sobre determinadas interfaces, con rangos de valores de los parámetros resistentes. En los siguientes párrafos, se harán diversos comentarios sobre estos resultados y sobre algunas de las características del comportamiento resistente. Sin embargo, la gran variedad de factores de los que depende el resultado obtenido produce una elevada dispersión de los resultados obtenidos y disponibles, por lo que estos valores no pueden ser considerados más que como un índice de referencia. A la hora de proyectar y construir un sistema de impermeabilización y sellado de un vertedero, no debe eludirse la ejecución de los ensayos pertinentes en cada una de las interfaces existentes para la obtención de los parámetros resistentes de diseño. Máxime cuando son, en su mayoría, ensayos de relativa facilidad de ejecución e interpretación, realizados mayoritariamente con productos manufacturados, de los que cabe esperar resultados fiables y repetitivos para las mismas muestras.

El comportamiento resistente que presentan las interfaces entre geosintéticos es mayoritariamente friccional con un valor relativamente pequeño de la adhesión c_a de pico (rara vez supera las 40 kPa) y nulo o prácticamente nulo para dicho parámetro en postpico.

4.2.2.1 – Interfaz geomembrana-geotextil, GM-GT

Dentro de las posibles interfaces, la más estudiada se corresponde con el contacto entre geomembrana y geotextil. Es la más frecuente en las capas de sellado e impermeabilización porque también se da en el caso de interfaces geomembrana-geocompuesto, tanto drenante (GCD) como impermeabilizante (GCL), cuyas láminas externas son geotextiles. En este último caso, como se verá más adelante, la presencia de arcilla bentonítica intercalada confiere ciertas peculiaridades dependientes de las condiciones de humedad de la muestra.

Según Martínez Bacas (2009) y Martínez Bacas et al. (2015a, 2015b), el valor de los parámetros resistentes de la interfaz GM-GT depende del material con el que estén fabricados los geosintéticos, así como del grado de imbricación entre las rugosidades de la geomembrana y las fibras del geotextil, en el caso de que este sea no tejido. Según los autores, en coincidencia con otros investigadores, el mecanismo de interacción entre un geotextil y una geomembrana texturizada presenta dos componentes principales. La primera de ellas es la trabazón o imbricación por enganche y anudado entre las rugosidades de la geomembrana y los filamentos o fibras del geotextil, siendo la segunda causa la fricción entre materiales. La imbricación es tanto mayor cuanto mayor sea el tamaño medio de la rugosidad, su concentración por unidad de superficie, el espesor del geotextil y la longitud de sus fibras externas que se enredan en los salientes rugosos de la geomembrana, afectando al valor

de la tensión tangencial de pico. En el proceso influye el valor de la tensión normal (σ) aplicada, pues al aumentar incrementa la interacción entre ambos geosintéticos. Para valores inferiores a 50 kPa, afecta al nivel superficial del geotextil, llegando a su matriz para valores mayores, según en el esquema de la Figura 12 (Hebeler et al., 2005).

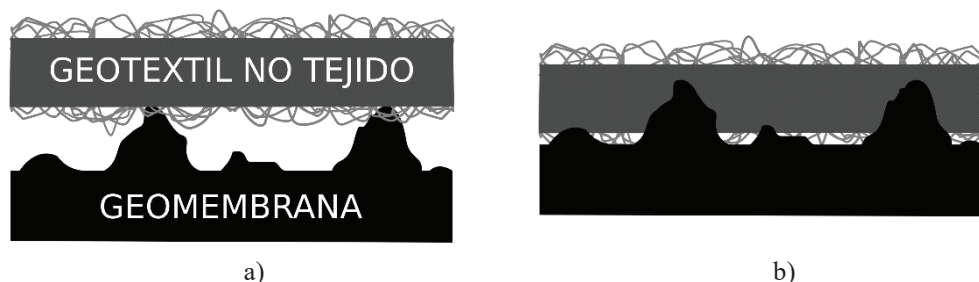


Fig. 12 – Imbricación entre geomembrana y geotextil. (a) Bajo y (b) alto valor de la tensión normal.

Después de alcanzar el pico, se produce una reducción de la resistencia o reblandecimiento del contacto. Esto se produce, principalmente, porque las fibras del geotextil en contacto con las rugosidades de la geomembrana se estiran, se separan y se orientan paralelamente a la dirección de corte, desapareciendo gran parte de la trabazón.

Por las razones anteriores, es muy amplia la diferencia de resultados disponibles, registrándose disparidad, sobre todo en el ángulo de rozamiento de pico. En su revisión bibliográfica, Martínez Bacas (2009) recoge valores entre 15° y 35°, fruto de la gran diversidad de geosintéticos ensayados, tipo de ensayo y rango de tensiones normales aplicadas, aunque de los ensayos de su campaña de investigación el rango obtenido es más limitado (de 17° a 27°). La dispersión de datos se reduce en la resistencia postpico, de 10° y 19°, porque en las interfaces que presentan mayor resistencia de pico se produce también mayor desgaste de la rugosidad de la membrana y rotura de fibras del geotextil, lo que da lugar a una reducción mayor de la resistencia en la situación de postpico respecto a la tensión tangencial de pico.

Cuando la geomembrana es lisa, no aparece imbricación con el geotextil, disminuyendo la resistencia de la interfaz a valores muy bajos del ángulo de rozamiento, con adhesión nula. Para geomembranas fabricadas con Polietileno de Alta Densidad (PEAD o HDPE en inglés), que son las más frecuentemente utilizadas en sistemas de impermeabilización basal y de sellado de depósitos controlados, diversos autores (Jones y Dixon, 1998; Kamon et al., 2009; Martínez Bacas, 2009; Seo et al., 2007) y datos de ensayos propios, reportan valores entre 6° y 9,5° para la resistencia de pico, que se reduce 1 o 2 grados en la resistencia postpico. Sin embargo, cuando el material del que está fabricado la geomembrana lisa es policloruro de vinilo (PVC), la resistencia obtenida parece ser superior. Los escasos datos que existen en la bibliografía de ensayos realizados con geomembranas de este tipo de material proporcionan valores de resistencia de pico entre los 15° y 20° (Kamon et al., 2009).

En la Figura 13 y en la Tabla 4 se compara la resistencia obtenida para un mismo geotextil (gramaje 1000) ensayado respecto a ambas caras de una geomembrana HDPE cuyas caras son una de ellas rugosa y la otra lisa. Puede observarse: a) La relación entre resistencias desde postpico y pico es inferior en la interfaz rugosa (58%) que en la lisa (76%), debido al mayor desgaste y deterioro sufrido en la primera; b) La cara lisa proporciona solo el 18% de la resistencia de pico obtenida en la cara rugosa, variando al 25% si se considera la resistencia postpico.

Para este tipo de contacto, se ha encontrado que el tamaño de la muestra ensayada influye ligeramente en los resultados obtenidos. Los resultados reportados por Martínez Bacas (2009) y

ensayos propios posteriores denotan valores de la resistencia de pico algo mayores en muestras de pequeño tamaño (50 o 60 mm de lado) que en las muestras de mayores dimensiones (300 mm de lado). Por otra parte, los resultados de ensayos disponibles en la bibliografía indican que la afección de la humedad del ensayo en la resistencia obtenida es muy pequeña. Diversos autores indican reducciones del ángulo de rozamiento de 0,5° a 2° (Bergado et al., 2006; Seed et al., 1990).

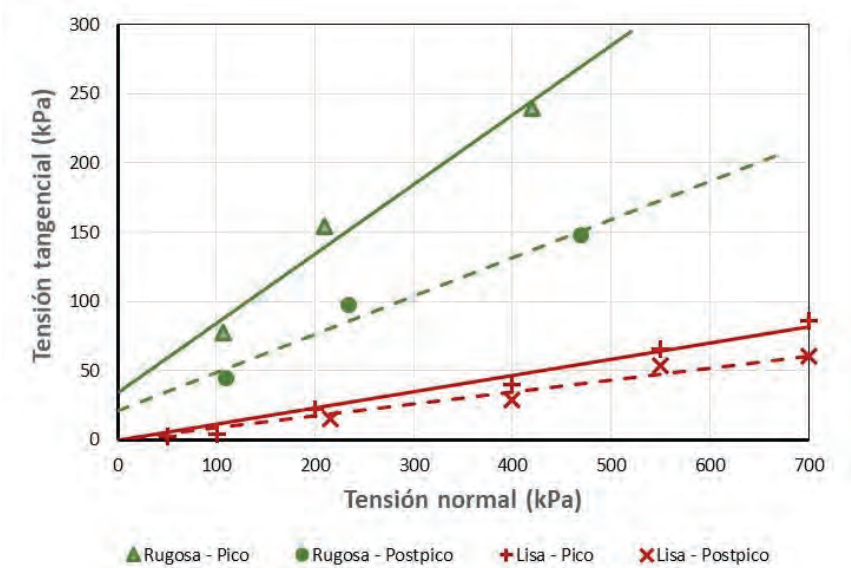


Fig. 13 – Contacto GM HDPE - GT 1000. Muestra seca.

Tabla 4 – Valores y relación de los parámetros resistentes. Interfaz GM(PEAD)-GT

	Resistencia pico		Resistencia postpico		Postpico/pico
	c_a (kPa)	ϕ (°)	c_a (kPa)	ϕ (°)	
GM Rugosa	34,2	26,6	21,3	15,4	58%
GM Lisa	0,0	6,7	0,0	5,0	76%
Lisa/Rugosa	18%		25%		

4.2.2.2 – Interfaz geomembrana - geocompuesto drenante, GM-GCD

El geocompuesto drenante está formado por dos geotextiles finos de poco gramaje entre los que se intercala una georred. La interfaz entre geomembrana y geocompuesto drenante se da frecuentemente en la capa de sellado superior del vertedero y, en algunos casos, en el sistema de impermeabilización y drenaje basal cuando la superficie tiene una inclinación elevada, en cuyo caso se puede sustituir el material granular del sistema de drenaje por un geocompuesto drenante. Existen escasos resultados en la bibliografía sobre las características resistentes de este tipo de contacto. Martínez Bacas (2009) y Martínez Bacas et al. (2015a) presentan ensayos para valores de la tensión normal de hasta 100 kPa, rango correspondiente a su zona de ubicación. Los autores indican que en el comportamiento resistente de pico influyen principalmente los factores anteriormente comentados en la interfaz geomembrana – geotextil. Sin embargo, para una geomembrana con rugosidad de tamaño superior a 1 mm, aplicando una tensión normal de 100 kPa, obtuvieron un incremento notable de la resistencia tangencial de pico, lo que denotaba una interacción entre la rugosidad y las

varillas de la georred, al comprimirse el geotextil alrededor de dichas varillas, pasando su comportamiento a ser similar al de las interfaces geomembrana-georred (Figura 14). Sin embargo, en la resistencia postpico parece no tener influencia, al menos en el rango de tensiones normales ensayadas ($\sigma \leq 100$ kPa), lo que se achaca al desgaste producido en la rugosidad al alcanzar la rotura de pico.



Fig. 14 – Mecanismos de interacción para bajos y altos valores de la tensión normal (Martínez Bacas et al., 2015a).

Para geomembranas rugosas, la resistencia de pico obtenida en estos ensayos se encuentra entre los 13° y los 29°, mientras que la de postpico está entre 5° y 15°. Los autores indican que, cuando se trata de la situación de pico y para tensiones normales iguales o superiores a 100 kPa, el valor la resistencia interna del geocompuesto drenante puede ser inferior al de la interfaz con la geomembrana, lo que debe ser estudiado.

Si la geomembrana ensayada es lisa, el resultado obtenido en los ensayos anteriormente citados está en el rango de 4° a 5°, tanto para resistencia de pico como de postpico.

4.2.2.3 – Interfaz geomembrana – suelo, GM-S

Esta interfaz puede verse en la impermeabilización de base de vertedero, entre la capa de arcilla compactada que actúa como barrera mineral artificial o la barrera geológica natural y la geomembrana. De todos modos, en el diseño moderno de depósitos controlados este tipo de interfaz habitualmente no se produce, dado que suele intercalarse entre el suelo y la geomembrana un geotextil de protección

Al introducirse las rugosidades de la geomembrana en el terreno, el mecanismo de interacción se establece en dos vías (Martínez Bacas et al., 2015a). Por un lado, la resistencia interna del suelo en un plano no afectado por penetración de las rugosidades y, por otro, el efecto de arado que produce cada una de las rugosidades en el suelo. La fracción de la resistencia aportada por cada uno de estos procesos depende de la forma, del tamaño y de la separación de las rugosidades de la geomembrana. Si la tensión normal es de bajo valor, y las rugosidades no penetran totalmente en el terreno, la interacción se reduce a un nivel más superficial, donde domina a segunda vía citada. Cuanto mayor es la imbricación de las rugosidades en el suelo, más remoldeo se produce en este, causando una reducción mayor en el paso de la situación de pico a postpico.

El valor del ángulo de rozamiento de pico obtenido en el artículo citado está en el rango entre 18° y 32°, en consonancia con otros autores, lo que se indica que corresponde a un porcentaje del 70 al 80% de la resistencia interna de los suelos ensayados. El rango de resistencias postpico aportado es más amplio, de 6° a 27°, debido a la alteración comentada en el párrafo anterior.

Cuando la geomembrana es lisa, los valores de la resistencia de la interfaz son muy inferiores. El rango proporcionado está entre 6° y 11° para resistencia de pico y entre 3° y 8° para postpico, similar a otras investigaciones (Bergado et al., 2006; Koerner et al., 1986; Stark y Poeppel, 1994).

4.2.2.4 – Interfaz geomembrana – geocompuesto impermeabilizante GM-GCL

Es un contacto muy habitual tanto en el sellado superior como en la impermeabilización de base. El geocompuesto GCL está formado por dos geotextiles, uno de ellos no tejido y el otro tejido, habiendo una capa de bentonita entre medio de ambos. Los geotextiles de ambas caras están unidos entre sí mediante fibras de refuerzo. Como se verá, el comportamiento y resistencia de este contacto depende fuertemente de sus condiciones de hidratación, motivado por la naturaleza arcillosa del relleno de la GCL.

El contacto de la geomembrana con la GCL se produce a través del geotextil no tejido. Por lo tanto, en condiciones secas, el mecanismo de interacción es similar al de geomembrana-geotextil analizado anteriormente, aunque en el caso de geomembrana rugosa y bajo presiones normales elevadas, las rugosidades ondulan el geotextil hacia el interior de la capa arcillosa, implicando algo de la resistencia interna de la GCL en el comportamiento de la interfaz. En todo caso, este efecto parece de menor importancia, y en condiciones secas, el plano de corte se produce siempre entre la geomembrana y el geotextil, sin que se vea afectada internamente la GCL con independencia de rango de tensiones de ensayo (Martínez Bacas, 2009). Los valores resultantes del ángulo de rozamiento y de la adhesión son similares a los expuestos anteriormente, presentando un carácter básicamente friccional. McCartney et al. (2009) recopilan valores de la bibliografía entre 20º y 35º para el ángulo de rozamiento de pico y de 10º a 25º para postpico, estando los resultados de ensayos realizados por dichos autores en valores medios de estos rangos. Otros autores (Kamon et al., 2009; Martínez Bacas, 2009; Seo et al., 2007) también proporcionan valores intermedios, así como el resultado de resistencia de pico de un ensayo propio presentado en este apartado, según puede verse en la Tabla 5. Sin embargo, la resistencia postpico de dicho ensayo se encuentra en la zona inferior de su rango.

Tabla 5 – Valor de los parámetros resistentes. Interfaz GM (PEAD) – GCL.

	Geomembrana rugosa				Geomembrana lisa			
	Resistencia pico		Resistencia postpico		Resistencia pico		Resistencia postpico	
	c_a (kPa)	ϕ (°)	c_a (kPa)	ϕ (°)	c_a (kPa)	ϕ (°)	c_a (kPa)	ϕ (°)
Seca	38,1	28,5	21,3	10,9	0,0	9,2	0,0	7,4
Hidratada (BP)	25,2	17,3	---	---	1,7	7,2	0,0	5,4
Hidratada (L)	8,7	5,8	1,4	3,8	4,9	2,8	8,0	1,7

En cuanto al contacto con geomembrana lisa, los valores resultantes en la bibliografía son también similares a los presentados anteriormente en el contacto GM-GT, encontrándose, en general, en valores iguales o menores a los 10º.

La situación hidratada supone un descenso significativo de la resistencia del contacto, como puede verse en la gráfica de la Figura 15 y en la Tabla 5. Dado que, según se ha visto, la influencia de la humedad en la interfaz geomembrana-geotextil es prácticamente despreciable, esta reducción tiene que estar motivada por las características arcillosas del relleno de la GCL, que bajo determinadas condiciones de ensayo pierde gran parte de su resistencia interna con respecto a la que tiene en condiciones secas, produciéndose el plano de rotura en su interior. En esta situación, el valor de pico corresponde al momento de la rotura de la mayoría de las fibras de refuerzo y el de postpico al rozamiento de la capa de bentonita con el geotextil tejido (Martínez Bacas, 2009), llegando a esta conclusión después de realizar ensayos individuales del geocompuesto GCL hidratado, y comprobar que coincidía su resistencia con la del contacto GM-GCL en condiciones húmedas. También otros autores como McCartney et al. (2009) encuentran fuertes reducciones en la resistencia interna de las GCL al pasar de situación seca a hidratada.

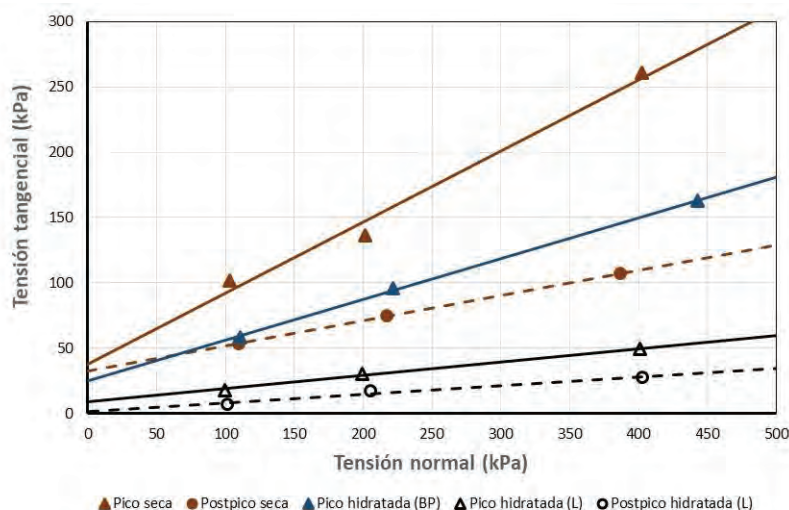


Fig. 15 – Contacto GM (PEAD) - GCL. Seco y con distintas condiciones de hidratación.

En la saturación de una muestra juegan un papel importante diversos factores: el procedimiento de hidratación seguido, el proceso de consolidación de la capa arcillosa previo a la fase de rotura, y la velocidad a la que dicha fase se ejecuta. Respecto a la hidratación, hay dos alternativas opuestas: a) hidratación libre, saturando la muestra de GCL en un recipiente sin someterla a presión, modo denominado (L) en la gráfica y en la tabla adjuntas, para posteriormente colocarla en la caja de corte y someterla a la tensión normal de ensayo y b) hidratación confinada (BP), colocando la muestra en la caja de ensayo de corte e hidratándola bajo una presión igual al valor de la tensión normal de ensayo. Como el tiempo necesario para la hidratación puede ser elevado (hasta de varios días), el primer procedimiento es más eficiente desde el punto de vista organizativo al no ocupar la caja de ensayo, pero se ha observado por diferentes autores (Bergado et al., 2006; Martínez Bacas, 2009) y en ensayos propios, como el representado en la Figura 15, que partículas de bentonita atraviesan los orificios del geotextil tejido, y posiblemente también se escapan a través de los bordes cortados de la muestra, contaminando el geotextil no tejido y formando una pátina lubricante, que reduce la resistencia de la interfaz con la geomembrana. Esta circunstancia se ve reducida en el procedimiento confinado.

Por otra parte, como en el caso de ensayos en suelos, es muy importante que la fase de consolidación se realice correctamente, esperando el tiempo oportuno para que se produzca. En este aspecto, hay que tener en cuenta que la bentonita se trata de una arcilla muy plástica y de muy baja permeabilidad, por lo que el proceso puede durar bastantes horas a pesar del escaso espesor de la capa de arcilla que tiene una GCL. Por último, la velocidad de la fase de rotura debe corresponder a la situación que se quiere reproducir en la realidad, bien a corto o a largo plazo, considerando los parámetros, drenados o no drenados, que se quieran establecer para la resistencia interna de la GCL. En general, cuando no se especifique lo contrario, los parámetros obtenidos deben ser los drenados (c_a y ϕ), por coherencia con el resto de interfaces. Esto exige una velocidad de ensayo lo suficientemente lenta en la fase de rotura para que puedan disiparse las presiones intersticiales en el interior de la bentonita.

Con las razones anteriores, es lógico encontrar disparidades en los resultados de la bibliografía respecto a los ensayos húmedos realizados con geomembrana rugosa. Los valores aquí presentados (Figura 15 y Tabla 5) para hidratación confinada guardan relación con los aportados por McCartney et al. (2009) y Seo et al. (2007), pero no con los de Martínez Bacas (2009) y Kamon et al. (2009),

que proporcionan valores en torno a los 10° o inferiores, en el rango del comportamiento bajo hidratación libre y posterior aplicación de la tensión normal. La reducción de la resistencia reflejada en los datos de la Tabla 5 para la situación hidratada respecto a la seca es de un 60% en el caso de hidratación bajo presión, y de un 20% cuando la hidratación es libre.

Si se trata de geomembrana lisa, los bajos valores que pueden verse en la tabla coinciden con los obtenidos en los estudios anteriores de Martínez Bacas (2009) y Kamon et al. (2009), pero son algo inferiores a los aportados por otros autores (Bergado et al., 2006; Seo et al., 2007) que se encuentran entre 6° y 9° de ángulo de rozamiento.

4.2.2.5 – Interfaz geocompuesto impermeabilizante – arcilla de regulación, GCL-Suelo

Se localiza en base del vertedero como capa inferior del sistema de impermeabilización. El contacto es a través del geotextil tejido de la GCL. Por lo tanto, la interacción con el terreno se produce por el sistema de rugosidades formado por la trama y urdimbre de dicho geotextil, que se introduce en el suelo compactado, y actúa de forma parecida a la ya comentada para el contacto GM rugosa – suelo. Una fracción de la resistencia es debida la interna del suelo en un plano no afectado por la penetración de los filamentos tejidos, y el resto producida al efecto de arado producido por dichos filamentos.

En la Figura 16 y la Tabla 6, se presenta el resultado de un ensayo realizado con la GCL del apartado anterior y un suelo arcilloso compactado, cuyos valores de parámetros resistentes también se adjuntan. Las interfaces no presentan reblandecimiento de postpico, salvo a la máxima tensión normal ensayada, con un descenso poco relevante. El ensayo se ha realizado tanto en condiciones secas como hidratadas, por lo que cabe decir lo mismo que en el apartado anterior respecto a la hidratación de la GCL. La hidratación de las muestras, en los casos en los que corresponda, se ha realizado en las mismas condiciones de confinamiento en las que se ha desarrollado posteriormente el ensayo.

Se aprecia que la resistencia de la interfaz seca difiere de la del suelo en el valor del parámetro cohesivo, mientras que se mantiene el mismo ángulo de rozamiento. La relación media entre resistencia de la interfaz y la del terreno es de un 80%.

Por otro lado, de los resultados obtenidos para las muestras hidratadas, se han adoptado dos rangos de tensiones para el ajuste y obtención de parámetros resistentes. Puede verse que, para $\sigma_n \leq 200$ kPa, la envolvente de rotura tiene una pendiente similar a la del suelo y a la del ensayo de muestras secas, siendo la reducción media de la resistencia respecto a la seca de un 75 - 80%. Para $\sigma_n \geq 200$ kPa disminuye el ángulo de rozamiento, lo que denota un cambio en el comportamiento de la interfaz, pasando posiblemente el plano de rotura de ser entre el geotextil y el suelo, a ser interno de la GCL, con un mayor valor de la adhesión proporcionado por la resistencia a la rotura de las fibras de refuerzo.

En este caso, el cambio de comportamiento puede ser delimitado gracias a que el punto representativo de la rotura a la tensión media de 200 kPa presenta un quiebro muy acusado. No ha sido así en el caso del contacto GM-GCL, hidratado de forma confinada (BP), representado en la Figura 16, para el que no se ha hecho discriminación entre rango de tensiones normales. Sin embargo, si se comparan entre sí los valores de las tensiones (σ , τ) en rotura de ambos ensayos saturados, se aprecia una similitud entre ellos, lo que indica un comportamiento análogo en la envolvente de rotura de ambas interfaces, lo que sería signo de la influencia de la resistencia interna de la GCL, único material que coincide, en el valor de sus resistencias hidratadas.

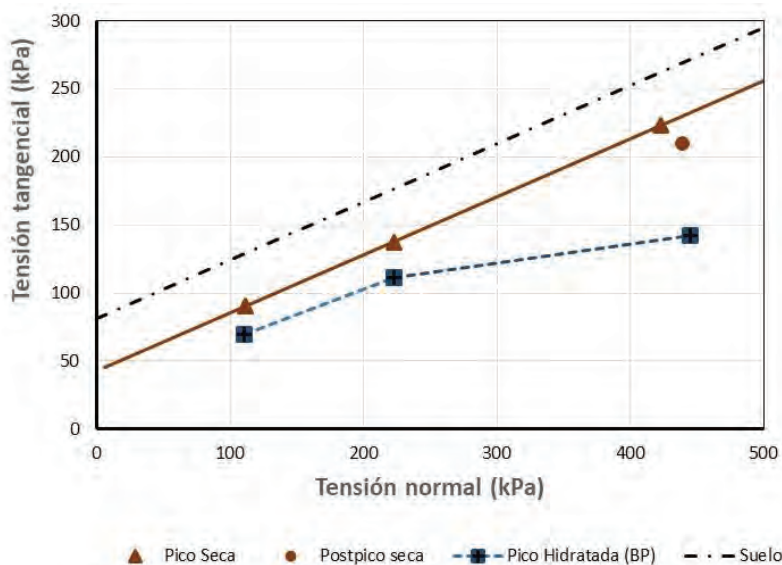


Fig. 16 – Contacto GM (PEAD) - GCL. Seco y con distintas condiciones de hidratación.

Tabla 6 – Valor de los parámetros resistentes. Interfaz GM (PEAD) – GCL.

	$\sigma_n \leq 200 \text{ kPa}$		$\sigma_n \geq 200 \text{ kPa}$	
	$c_a \text{ (kPa)}$	$\phi \text{ (}^\circ\text{)}$	$c_a \text{ (kPa)}$	$\phi \text{ (}^\circ\text{)}$
Muestra seca	42,5	23,1	42,5	23,1
Muestra Hidratada (BP)	28,8	20,3	80,5	7,9
Suelo	81,6	23,1	81,6	23,1

4.2.3 – Influencia de la resistencia a tracción de los geosintéticos

Como se ha indicado anteriormente, la capa de impermeabilización y sellado del vertedero se realiza mediante la colocación de las láminas de geosintéticos, anclando el sistema multicapa en zanjas ubicadas en bermas quedando todo el sistema colgado de ellas. El esquema de la Figura 17 representa simplificada el estado tensional de una interfaz entre dos geosintéticos, ambos sometidos a tensiones normales (σ') y a tensiones tangenciales (τ) transmitidas por el relleno superior, siendo L la longitud de paño de geosintético o distancia entre dos zanjas de anclaje consecutivas. Para que se desarrolle una resistencia tangencial en la interfaz debe producirse un desplazamiento relativo del geosintético superior respecto al inferior según el sentido de las tensiones tangenciales actuantes. Al ser el extremo superior un punto de anclaje fijo aparece una tracción en dicho geosintético. Ello implica una asociación compleja entre las tensiones tangenciales que se desarrollan en las interfaces del sistema de impermeabilización o sellado y las tensiones de tracción a las que están sometidos los geosintéticos, relacionadas con la deformación que estos sufren.

Cuando se alcanza el estado límite en una interfaz, las fuerzas actuantes son: su resistencia interna, determinada por el criterio de Coulomb, y la resistencia a tracción del geosintético (o, si es inferior, la resistencia del anclaje en la zanja). Denominando R_T al valor de dicha fuerza por metro lineal en la dirección perpendicular a la sección dibujada (resistencia unitaria), la tensión tangencial máxima que se dispone en la interfaz es la definida en la ecuación 1.

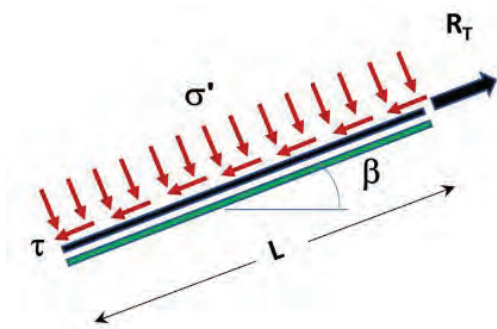


Fig. 17 – Acciones existentes en una interfaz.

$$\tau_{m\acute{a}x} = (c_a + \sigma' \cdot \tan\phi) + \frac{1}{L} \cdot R_T \quad (1)$$

Agrupando adecuadamente, se obtiene que la tensión tangencial de rotura entre los dos geosintéticos responde al criterio de Coulomb, pero con una adhesión aparente suma de la adhesión real y del cociente entre la resistencia unitaria a la tracción del geosintético y su longitud, como se muestra en la ecuación 2.

$$\tau_{m\acute{a}x} = \left(c_a + \frac{R_T}{L} \right) + \sigma' \cdot \tan\phi = c_a^* + \sigma' \cdot \tan\phi \quad (2)$$

Lo anterior también es válido en el caso de tener un conjunto de geosintéticos sobre una determinada interfaz. Sin embargo, la resistencia a tracción del conjunto no es la suma de las resistencias a tracción de cada uno de ellos puesto que, al ser de diferentes tipos, alcanzan dicha resistencia con elongaciones diferentes y no compatibles con las que pueda experimentar realmente el sistema multicapa, además de la limitación ya citada por arrancamiento en la zona de anclaje.

Por otra parte, las elongaciones que experimentan la mayoría de los geosintéticos al alcanzar la resistencia a la tracción son muy elevadas (> 60% en geotextiles, >500% en geomembranas), lo que implica grandes desplazamientos relativos entre geosintéticos a través de las sucesivas interfaces y, por ello, situaciones de resistencia de postpico, de menor valor. Con parámetros de resistencia de pico, deben asumirse valores inferiores al de la resistencia a la tracción, compatibles con valores de los desplazamientos relativos de pico.

En la práctica, con los valores convencionales de resistencia a tracción de los geosintéticos (R_T) y la longitud de paño entre dos bermas (L), el rango disponible para el incremento de la adhesión es bajo (≤ 5 kPa), por lo que solo puede tener cierta relevancia si se trata de una interfaz cuyos valores de la adhesión (c_a) y del ángulo de rozamiento (ϕ) sean muy bajos (p.e. con una geomembrana lisa), y que se encuentre ubicada en el sellado superior del vertedero, con bajos valores de la tensión normal. Lo anterior como puede observarse en la gráfica aumentada de la zona superior derecha de la Figura 18.

La interfaz de menor resistencia de un sistema de impermeabilización o sellado, entre los geosintéticos o respecto a los terrenos superior e inferior, puede denominarse interfaz crítica, y sus parámetros resistentes corresponden al valor representativo de la resistencia al deslizamiento del conjunto del sistema para realizar un análisis de estabilidad. Es de recalcar que la interfaz crítica puede cambiar según el rango de valores de la tensión normal que se considere, o las condiciones de cálculo que se barajen: pico, postpico, secas o hidratadas.

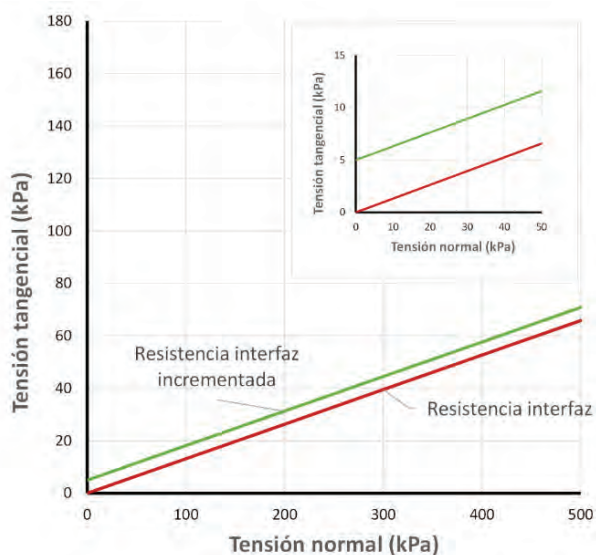


Fig. 18 – Incremento de la resistencia en una interfaz.

Abundando en lo anterior, si las tensiones tangenciales actuantes sobre el sistema de impermeabilización superan el valor de la resistencia de la interfaz crítica, los geosintéticos superiores pueden llegar a romper a tracción o experimentar grandes y rápidas elongaciones, lo que implica una reducción de la resistencia de pico a postpico, propia de desplazamientos relativos entre geosintéticos de mayor valor. En todo caso, esto supone una pérdida súbita o muy rápida de resistencia, que se traduce en roturas bruscas del vertedero con alta velocidad de movimiento.

5 – COMENTARIOS SOBRE EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Como se ha dicho con anterioridad, el comportamiento de los residuos se asemeja al de los suelos y, por lo tanto, tradicionalmente se ha utilizado el modelado geotécnico para el análisis de la estabilidad de depósitos controlados. Por otro lado, a pesar de la gran heterogeneidad de la masa de residuo, sus propiedades geotécnicas varían de forma consistente y predecible, lo que hace plausible su modelado como materiales homogéneos (Dixon y Jones, 2005; Palma, 1995; Sánchez-Alciturri et al., 1993). Sin embargo, las características tanto del material como de otros elementos de los que se compone un depósito controlado hacen que sea necesario tomar una serie de precauciones a la hora de analizar su estabilidad, tanto respecto al método de análisis utilizado como a la elección de los valores de los parámetros resistentes.

5.1 – Respecto al método de análisis

En anteriores apartados se ha visto que los elementos que conforman el cuerpo de un vertedero, tanto residuos como geosintéticos, pueden ser considerados como materiales resistentes tipo Coulomb, con parámetros cohesivo y friccional. Por ello, la estabilidad de un talud de vertedero puede abordarse mediante los mismos métodos de análisis que se usan en estabilidad de taludes en suelos. Los de más común uso práctico son los métodos de equilibrio límite por fajas, aunque los métodos tensodeformacionales con algoritmo de reducción de los parámetros resistentes (*c- ϕ reduction*) son también de amplia utilización.

Los métodos de equilibrio límite por fajas dividen el terreno en una serie de fajas o rebanadas, y estudian el equilibrio de cada una de ellas. El resultado es un sistema de ecuaciones cuyas

incógnitas son fuerzas, pero está indeterminado por haber más incógnitas que ecuaciones. Dado que el método no contempla deformaciones, la indeterminación debe resolverse estableciendo hipótesis de cálculo, habitualmente respecto a las fuerzas de interacción entre las diversas fajas, que son propias de cada uno de los métodos existentes y distintas entre sí. Esta simplificación matemática genera inexactitudes en el resultado obtenido, por lo que los diversos métodos pueden proporcionar resultados distintos.

Se establecen arbitrariamente posibles superficies de rotura (curvas en un estudio bidimensional) obteniendo para cada una de ellas su factor de seguridad, y considerando el valor mínimo de todas ellas como el factor de seguridad del talud. En la práctica, se plantean superficies cilíndricas (bidimensionalmente círculos) por su mayor sencillez, discretizando, con malla de centros y rango de radios, las infinitas posibilidades de superficie de rotura. Para estas superficies cilíndricas, y determinados métodos de cálculo (p.e. Morgenstern-Price), el error inducido por las hipótesis de interacción entre fajas puede considerarse pequeño y asumible.

Para el estudio de la estabilidad de un vertedero mediante análisis de equilibrio límite hay que establecer las diversas situaciones de inestabilidad a estudiar: a través de los residuos, superficial en el sistema de sellado, con implicación al terreno natural de base o del entorno, al dique de pie o a través del sistema de impermeabilización basal. En general se plantearán círculos, salvo en las inestabilidades que afecten al sistema de sellado o al de impermeabilización. Para este último, la superficie no debe limitarse a un círculo con punto de tangencia con la capa de base (Figura 19a), porque no estudiaría adecuadamente la posibilidad de deslizamiento a través del sistema multicapa que conforman los diversos geosintéticos. Incluso podría proporcionar, debido al sistema discreto de la serie de superficies estudiadas a falsas tangencias, bien por no alcanzar dicha superficie la base de impermeabilización, o bien por adentrarse en el terreno natural, lo que daría valores espurios del factor de seguridad buscado. Este problema es más evidente cuando dicho terreno natural es abrupto con salientes y promontorios acusados. Deben plantearse superficies que puedan desarrollarse a lo largo del contacto, como la representada en la Figura 19b.

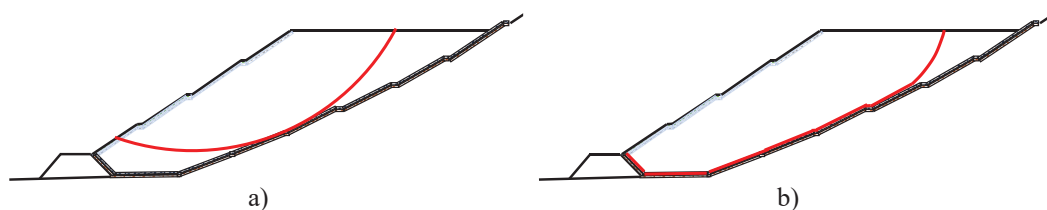


Fig. 19 – Posibles superficies en un método de equilibrio límite, (a) circular y (b) a través del sistema de impermeabilización.

En la actualidad, algunos softwares permiten superficies que se desarrollan total o parcialmente a lo largo de determinadas zonas del terreno donde existen contactos entre suelo y roca, estratos más blandos de pequeño espesor o, en el caso de los vertederos, impermeabilización de base. La consideración de otras superficies distintas a la cilíndrica, más complejas, puede aumentar el error debido a las hipótesis respecto a las fuerzas de interacción.

Alternativamente, los métodos tensodeformacionales suponen un avance cualitativo en el estudio de la estabilidad de un talud al ser más precisos. Parten de las ecuaciones diferenciales de la mecánica de los medios continuos que deben integrarse mediante métodos numéricos (generalmente elementos finitos). No requieren hipótesis adicionales sobre fuerzas de interacción, ni presuponen superficies de posible rotura. La superficie pésima es un resultado del cálculo. Por esta razón, proporcionan un resultado más fiable cuando las superficies de rotura son complejas, distintas de las circulares. El valor del factor de seguridad se obtiene mediante un algoritmo denominado *c- ϕ reduction* que reduce los parámetros resistentes por un factor hasta que se produce la rotura,

identificándose en esta situación el valor de dicho coeficiente reductor con el factor de seguridad del talud. Permiten también estudiar la situación de servicio, con la determinación de las tensiones, deformaciones y desplazamientos en el vertedero, lo que les hace especialmente interesantes para el contraste y ajuste del control de movimientos del vertedero durante su explotación y con posterioridad al cierre (método observacional).

Los métodos tensodeformacionales también permiten la consideración de modelos de comportamiento complejos, análisis del fenómeno de rotura progresiva inherente al reblandecimiento que, como se ha visto, experimentan las interfaces entre geosintéticos pasando de valores máximos de pico a valores inferiores de postpico, o la posibilidad de estudiar grandes desplazamientos. Como contrapartida, requieren de un mayor número de datos relativos a las características resistentes y deformacionales de los materiales implicados, lo que, en un caso general, implica mayor número de ensayos y de mayor complejidad, lo que en el caso de los vertederos de residuos es difícil o prácticamente imposible de conseguir. Esta circunstancia limita la ventaja de estos métodos con respecto a los de equilibrio límite.

5.2 – Respecto a los valores resistentes de cálculo y al factor de seguridad mínimo exigible

Se ha visto que los residuos presentan un comportamiento rigidizable con incremento de la resistencia con la deformación, por lo que los parámetros resistentes del vertido deben ser limitados a valores de la deformación compatibles con los movimientos admisibles del vertedero y de las instalaciones, lo que supone valores de la resistencia para un rango de deformación entre el 5 y 10%.

Por el contrario, las interfaces entre geosintéticos y las resistencias internas de los geocompuestos muestran reblandecimiento con valores de pico y residuales, así como reducción de la resistencia interna y de las superficies de contacto con los geocompuestos arcillosos cuando se produce humectación. Por tanto, hay que plantear diversas hipótesis de cálculo con las posibilidades de resistencia disponibles. En todo caso, en el paquete de sellado o de impermeabilización hay una superficie crítica que corresponde a la que proporciona el menor valor de la resistencia de todo el conjunto de interfaces o resistencias internas que puedan plantearse. El comportamiento resistente de esta interfaz o, en su caso, terreno o residuo que proporciona el valor mínimo, es el representativo de la resistencia al deslizamiento del conjunto, definiendo sus parámetros resistentes. Ya se ha comentado que, en caso contrario, los geosintéticos situados por encima de la superficie crítica trabajarían a tracción con riesgo de rotura por esta causa.

Como se ha dicho con anterioridad, el Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico ha publicado recientemente un documento técnico en el que se establecen criterios de ubicación, diseño y programas en el que se establecen valores mínimos del factor de seguridad (Dirección General de Calidad y Evaluación Ambiental, 2024). La propuesta es idéntica a la que se recogía en el borrador del Desarrollo Técnico del Real Decreto 1481/2001 (Subdirección General de Calidad Ambiental, 2003). En dichos documentos se indican unos valores mínimos para el factor de seguridad que varían de 1,3 a 1,8 dependiendo del tipo de vertedero de residuos (inertes, no peligrosos o peligrosos) y del nivel de riesgo (bajo, medio o alto), tal y como se muestra en la Tabla 1. La clasificación de los vertederos en función de criterios de admisibilidad de residuos está especificada en el Real Decreto 646/2020 y el nivel de riesgo se corresponde con los posibles daños producidos por una rotura. Con riesgo bajo se consideran los vertederos cuya inestabilidad produciría exclusivamente daños materiales, riesgo medio se relaciona con daños significativos al medio ambiente adicionales, y riesgo alto con daños a personas además de daños ambientales severos o irreversibles. En el mencionado documento, se indica que los valores anteriores se refieren a situaciones estáticas de operación normal, permitiendo la rebaja de 0,1 para situaciones accidentales (sismo o fallo del sistema de drenaje)

Basándose en lo anterior, (Estaire et al., 2014) presentan una interesante propuesta de valores mínimos requeridos para el factor de seguridad diferenciando tres situaciones de cálculo o proyecto, además del tipo de vertedero y el riesgo potencial de la rotura. Además, relacionan dichas situaciones

de cálculo con las hipótesis sobre las condiciones resistentes en las que puede encontrarse el sistema de impermeabilización: resistencia máxima de pico, resistencia de postpico o residual para grandes movimientos y resistencia por saturación de las interfaces con geocompuesto impermeabilizante GCL, según puede verse en la Tabla 7.

Tabla 7 – Hipótesis sobre la resistencia del sistema de impermeabilización (Estaire et al., 2014).

Situación de cálculo		Resistencia del paquete de impermeabilización	
		Valor	Condiciones hidráulicas
Normal	Operatividad normal	Pico	Secas
Accidental	Fallo del sistema de drenaje	Pico	Secas
	Rotura del paquete de impermeabilización	Pico (o valor intermedio)	Húmedas
Extraordinaria	Rotura generalizada	Residual	Húmedas
	Análisis sísmico	Residual	Secas

Se aprecia que la situación de cálculo denominada normal abarca tanto la situación persistente (condiciones y geometría constantes, definitivas) como la situación transitoria (condiciones y geometría variables, a lo largo de la construcción) indicadas en el Eurocódigo (UNE-EN 1990, 3.2(2)), lo que es lógico al tratarse de un vertedero, pues, entre otras razones, la finalidad de la obra es su propia explotación. Los autores indican que en esta situación pueden considerarse los movimientos pequeños, manteniendo la impermeabilización a un nivel de sollicitación que, en todo punto del sistema de impermeabilización, es suficientemente inferior al de la resistencia de pico. Por otra parte, las situaciones accidentales son de duración limitada, por lo que es lógico suponer, como consideran los autores, que un fallo temporal en el sistema de drenaje no provoca elevaciones importantes del nivel de lixiviados, ni movimientos apreciables del vertedero que puedan llegar a producir una rotura del paquete de impermeabilización. Por ello, es adecuado seguir considerando el valor de pico y condiciones secas. En este tipo de situaciones accidentales, es importante determinar la altura real del nivel de lixiviado en el interior de la masa de residuo, así como la posible existencia de niveles freáticos colgados. Esta determinación puede realizarse en piezómetros instalados para tal fin, mediante la utilización de ensayos de campo (CPTu) o aprovechando los pozos de biogás a forma de piezómetros. En todo caso, hay que tener precaución con la espuma y los condensados que se generan en el interior de las perforaciones en la masa de residuos, ya que pueden llevar a una sobreestimación de la altura del nivel freático.

En cuanto a la rotura del sistema de impermeabilización, es un fallo permanente oculto y debe estudiarse si se corresponde a un fallo localizado o general. En este último caso, se tendría una situación de cálculo extrema de rotura generalizada, por lo que se deberían utilizar los valores de la resistencia de postpico o residual para condiciones húmedas o hidratadas, que corresponde a la situación pésima. Por otra parte, la consideración de una rotura de este tipo como situación accidental parece implicar que dicha rotura está localizada y hay posibilidad de remedio o minoración de daños, por la limitación temporal de la incidencia. Así, parece adecuado establecer la resistencia del paquete en la condición hidratada de pico, sin reducción adicional, salvo consideración de circunstancias adversas.

Con lo anterior, los autores proponen los valores reductores de los parámetros resistentes recogidos en la Tabla 8.

Sin perjuicio de lo anterior, la Autorización Ambiental Integrada (AAI) de algunas instalaciones fija un valor mínimo del factor de seguridad para los análisis de estabilidad. En dichos casos, es recomendable la utilización del mayor valor entre el establecido en la AAI y las recomendaciones descritas con anterioridad.

Tabla 8 – Valores mínimos propuestos para el factor de seguridad (Estaire et al., 2014).

Riesgo	Situación de cálculo	Tipo de residuo		
		Inerte	No peligroso	Peligroso
Bajo	Normal	1,30	1,40	1,50
	Accidental	1,20	1,30	1,40
	Extraordinaria	1,05	1,10	1,20
Medio	Normal	1,40	1,50	1,60
	Accidental	1,30	1,40	1,50
	Extraordinaria	1,10	1,20	1,25
Alto	Normal	1,50	1,60	1,80
	Accidental	1,40	1,50	1,70
	Extraordinaria	1,20	1,25	1,30

Nota: se han sombreado los grupos de valores coincidentes

6 – CONCLUSIONES

- Para el análisis de estabilidad de un vertedero es necesaria la consideración de las características resistentes de los residuos, del terreno de base, así como de las de las interfaces entre los geosintéticos que forman los sistemas de impermeabilización inferior y sellado superior.
- Dado que el comportamiento de los residuos se asemeja al de arenas y mezclas arenosas, habitualmente se estudia su comportamiento mecánico usando modelos diseñados para suelos, siendo el más habitual el de Mohr-Coulomb.
- La existencia de partículas fibrosas en el interior de los residuos hace que el material muestre una fuerte rigidización con la deformación y una deformabilidad antes de rotura muy alta. La componente cohesiva de la resistencia varía con la deformación, al entrar en carga de forma sucesiva las diferentes fibras presentes en el material.
- En muchas ocasiones, no es posible llegar a rotura durante los ensayos de caracterización y, si se llega, se necesitan deformaciones muy altas, incompatibles con las deformaciones admisibles por el resto de elementos del vertedero, por lo que habitualmente se utilizan parámetros resistentes movilizados a deformaciones en el entorno del 5 – 10%.
- La descomposición de los residuos hace que sus características resistentes varíen con el tiempo. Lo más habitual es que el ángulo de rozamiento aumente con el tiempo y la cohesión disminuya.
- El efecto de los tratamientos previos al vertido (TMB) en el comportamiento mecánico de los residuos depende de las características concretas de los tratamientos aplicados. Como normal general, el tratamiento disminuye el tamaño de las partículas, la cantidad de fibras y su longitud, la cantidad de materia orgánica y la heterogeneidad y aumenta el peso específico. La reducción de la cantidad y la longitud de las fibras reduce el comportamiento rigidizable que muestran los residuos sin tratar.
- Los ensayos de laboratorio más utilizados para la determinación de las características resistentes de los residuos son el ensayo de corte directo y el de compresión triaxial. En ambos casos, es aconsejable la modificación de los aparatos de ensayo para aumentar su recorrido.
- El comportamiento observado durante la fase de consolidación no es esperable en suelos, por lo que no es posible analizarlo con la teoría de la consolidación unidimensional. Por otro lado, en la mayoría de las ocasiones, no es posible llegar a la condición de rotura

durante el ensayo, por lo que la determinación de los parámetros resistentes debe realizarse en función del nivel de deformación.

- El ensayo de campo más adecuado para obtener el valor de los parámetros resistentes de los residuos es el ensayo de penetración estática con medida de la presión intersticial (CPTu).
- Los ensayos de campo son también de utilidad en la determinación de las zonas saturadas del vertedero. En este caso, los ensayos más utilizados son el CPTu y las prospecciones geoelectricas.
- Los parámetros resistentes de las interfaces entre materiales, tanto entre geosintéticos y suelo como entre geosintéticos, necesarios para el diseño de vertederos, deben ser obtenidos a partir de ensayos de laboratorio
- De los tipos de ensayos de interfaces entre geosintéticos, el de corte directo es el más utilizado por su versatilidad y relativa sencillez de ejecución e interpretación. No existe norma ISO para el ensayo de interfaces entre geosintéticos, pero sí ASTM (ASTM D5321- 21).
- La mayoría de los contactos entre geosintéticos presentan un comportamiento resistente con un valor máximo, resistencia de pico, para pequeños desplazamientos, y una posterior reducción con desplazamientos mayores hasta un valor aproximadamente constante, resistencia de postpico o residual.
- En las interfaces en las que está implicado un geocompuesto impermeabilizante (GCL), la humedad o saturación de las muestras reduce fuertemente la resistencia respecto a la obtenida con muestra seca. En otro tipo de contactos, el efecto de la humedad es prácticamente despreciable.
- La interfaz de menor resistencia de un sistema de impermeabilización o sellado es la interfaz crítica, representando sus parámetros resistentes al deslizamiento a la resistencia de todo el paquete. Dicha interfaz puede variar según el valor de la tensión normal y de las condiciones de cálculo que se barajen para el sellado: pico, postpico, secas o hidratadas.
- El análisis de la estabilidad de un vertedero puede realizarse mediante la metodología utilizada en taludes en suelos. La variación de la resistencia al corte que experimentan los sistemas de impermeabilización y sellado, dependiendo del desplazamiento y de la humedad, obliga a discriminar situaciones de cálculo y establecer distintos valores del factor de seguridad para cada una de ellas.

7 – REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abreu, A. E. S.; Vilar, O. M. (2017). *Influence of composition and degradation on the shear strength of municipal solid waste*. Waste Management, 68, 263-274. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2017.05.038>
- Athanasopoulos, G. A. (2008). *Laboratory Testing of Municipal Solid Waste*. En Geotechnical Characterization, Field Measurement, and Laboratory Testing of Municipal Solid Waste, pp. 195-205. [https://doi.org/10.1061/41146\(395\)7](https://doi.org/10.1061/41146(395)7)
- Bareither, C. A. ; Benson, C. H. ; Edil, T. B. (2012). *Effects of Waste Composition and Decomposition on the Shear Strength of Municipal Solid Waste*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 138 (10), pp. 1161-1174. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000702](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000702)
- Bareither, C. A.; Benson, C. H.; Rohlfs, E. M.; Scalia, J. (2020). *Hydraulic and mechanical behavior of municipal solid waste and high-moisture waste mixtures*. Waste Management, 105, pp. 540-549. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2020.02.030>

- Bergado, D. T.; Ramana, G. V.; Sia, H. I.; Varun. (2006). *Evaluation of interface shear strength of composite liner system and stability analysis for a landfill lining system in Thailand*. Geotextiles and Geomembranes, 24 (6), pp. 371-393. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2006.04.001>
- Bhandari, A. R.; Powrie, W. (2013). *Behavior of an MBT waste in monotonic triaxial shear tests*. Waste Management, 33 (4), pp. 881-891. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2012.11.009>
- Bray, J. D.; Zekkos, D.; Kavazanjian, E.; Athanasopoulos, G. A.; Riemer, M. F. (2009). *Shear Strength of Municipal Solid Waste*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135 (6), pp. 709-722. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000063](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000063)
- Caicedo, B.; Giraldo, E.; Yamin, L.; Soler, N. (2002). *The landslide of Dona Juana Landfill in Bogota. A case study*. Fourth international congress on environmental geotechnics (4th ICEG), Rio de Janeiro, Brasil.
- Cañizal, J.; Lapeña, P.; Castro, J., da Costa, A.; Sagasetta, C. (2011). *Determination of shear strength of MSW. Field tests vs. Laboratory tests*. Fourth International Workshop «Hydro-Physico-Mechanics of Landfills» (HPM4), Santander, Spain.
- Chang, M.-H.; Mitchell, J.; Seed, R. (1999). *Model Studies of the 1988 Kettleman Hills Landfill Slope Failure*. Geotechnical Testing Journal, 22 (1), pp. 61-66. <https://doi.org/10.1520/GTJ11316J>
- Chugh, A. K.; Stark, T. D.; DeJong, K. A. (2007). *Reanalysis of a municipal landfill slope failure near Cincinnati, Ohio, USA*. Canadian Geotechnical Journal, 44 (1), pp. 33-53. <https://doi.org/10.1139/t06-089>
- Consejo Europeo. (2018). Directiva 1999/31/EC del Consejo de 26 de abril de 1999 relativa al vertido de residuos.
- Cox, J. T. (2013). *Effects of Waste Placement Practices on the Engineering Response of Municipal Solid Waste*. Tesis de Máster, California Polytechnic State University. <https://doi.org/10.15368/theses.2013.217>
- Di Lonardo, M. C.; Lombardi, F.; Gavasci, R. (2012). *Characterization of MBT plants input and outputs: A review*. Reviews in Environmental Science and Bio/Technology, 11 (4), pp. 353-363. <https://doi.org/10.1007/s11157-012-9299-2>
- Dirección General de Calidad y Evaluación Ambiental. (2024). *Recomendaciones para el establecimiento de criterios de ubicación, diseño y programas de vigilancia en vertederos (v I. I)*. Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico.
- Dixon, N.; Jones, D. R. V. (2005). *Engineering properties of municipal solid waste*. Geotextiles and Geomembranes, 23 (3), pp. 205-233. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2004.11.002>
- Dixon, N.; Whittle, R. W.; Jones, D. R. V.; Ng'ambi, S. (2006). *Pressuremeter tests in municipal solid waste: Measurement of shear stiffness*. Géotechnique, 56 (3), pp. 211-222. <https://doi.org/10.1680/geot.2006.56.3.211>
- Eid, H. T.; Stark, T. D.; Douglas, E. W.; Sherry, P. E. (2000). *Municipal Solid Waste Slope Failure. I: Waste and Foundation Soil Properties*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126 (5), pp. 397-407. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2000\)126:5\(397\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:5(397))
- Espinace, R.; Farfán, J. (2016). *Desafíos en la estabilidad de nuevos rellenos sanitarios*. IX Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica, Valdivia, Chile.

- Estaire, J.; Pardo de Santayana, F.; Olivenza, G. (2014). *Cálculo de la estabilidad de un vertedero impermeabilizado con geosintéticos*. Geotecnia, 131, pp. 5-27. <https://doi.org/10.24849/j.geot.2014.131.02>
- Feng, S.-J.; Gao, K.-W.; Chen, Y.-X.; Li, Y.; Zhang, L. M.; Chen, H. X. (2017). *Geotechnical properties of municipal solid waste at Laogang Landfill, China*. Special Thematic Issue: Sanitary Landfilling, 63, pp. 354-365. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2016.09.016>
- Giroud, J. P.; Darrasse, J.; Bachus, R. C. (1993). *Hyperbolic expression for soil-geosynthetic or geosynthetic-geosynthetic interface shear strength*. Geotextiles and Geomembranes, 12 (3), pp. 275-286. [https://doi.org/10.1016/0266-1144\(93\)90030-R](https://doi.org/10.1016/0266-1144(93)90030-R)
- Gomes, C.; Lopes, M. L.; Oliveira, P. J. V. (2013). *Municipal solid waste shear strength parameters defined through laboratorial and in situ tests*. Journal of the Air y Waste Management Association, 63 (11), pp. 1352-1368. <https://doi.org/10.1080/10962247.2013.813876>
- Gotteland, P.; Gourc, J. P.; Aboura, A.; Thomas, S. (2000). *On Site Determination Of Geomechanical Characteristics of Waste*. ISRM-IS-2000-150.
- Grisolia, M.; Napoleoni, Q. (1996). *Geotechnical characterization of municipal solid waste: Choice of design parameters*. Proceedings of the 2nd International Congress on Environmental Geotechnics, II, pp. 641-646.
- Güler, E.; Avci, C. B. (1995). *Evaluation of the incident at the Ümraniye landfill, Istanbul. And proposed remedial investigations*. Waste Disposal by Landfill, pp. 637-642.
- Hebeler, G. L.; Frost, J. D.; Myers, A. T. (2005). *Quantifying hook and loop interaction in textured geomembrane-geotextile systems*. Geotextiles and Geomembranes, 23 (1), pp. 77-105. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2004.06.002>
- Houston, W. N.; Houston, S.; Liu, J. W.; Elsayed, A.; Sanders, C. O. (1995). *In-situ testing methods for dynamic properties of MSW landfills*. Geotechnical Special Publication, pp. 73-82. <https://asu.pure.elsevier.com/en/publications/in-situ-testing-methods-for-dynamic-properties-of-msw-landfills>
- Huvaj-Sarihan, N.; Stark, T. D. (2008). *Back-Analyses of Landfill Slope Failures*. Sixth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Arlington, Virginia, U.S.A.
- Jafari, N. H. ; Stark, T. D. ; Merry, S. (2013). *The July 10 2000 Payatas Landfill Slope Failure*. International Journal of Geoengineering Case Histories, 2 (3), pp. 208-228. <https://doi.org/10.4417/IJGCH-02-03-03>
- JICA Survey Team (2018): *The final report on the investigation of the damage caused by the collapse of a garbage mound at the disposal site in Maputo municipality*. Global Environment Department, Japan International Cooperation Agency, Tokyo.
- Jones, D. R. V.; Dixon, N. (1998). *Shear strength properties of geomembrane/geotextile interfaces*. Geotextiles and Geomembranes, 16 (1), pp. 45-71. [https://doi.org/10.1016/S0266-1144\(97\)10022-X](https://doi.org/10.1016/S0266-1144(97)10022-X)
- Kamon, M.; Mariappan, S.; Katsumi, T.; Inui, T.; Akai, T. (2009). *Large-Scale Shear Tests on Interface Shear Performance of Landfill Liner Systems*. En G. Li, Y. Chen, y X. Tang (Eds.), *Geosynthetics in Civil and Environmental Engineering*, Springer Berlin Heidelberg, pp. 473-478.

- Karimpour-Fard, M.; Machado, S. L.; Shariatmadari, N.; Noorzad, A. (2011). *A laboratory study on the MSW mechanical behavior in triaxial apparatus*. Waste Management, 31 (8), pp. 1807-1819. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2011.03.011>
- Kavazanjian, E. (2003). *Evaluation of MSW properties using field measurements*. GRI-17: Hot Topics in Geosynthetics, IV, pp. 74-113.
- Kavazanjian, E.; Hendron, D.; Corcoran, G. T. (2001). *Strength and Stability of Bioreactor Landfills*. Proceedings of the 6th Annual Landfill Symposium, Solid Waste Association of North America, pp. 63-72.
- Kavazanjian, E.; Matasovic, N.; Bonaparte, R.; Schmertmann, G. R. (1995). *Evaluation of MSW properties for seismic analysis*. Geotechnical Special Publication, pp. 1126-1141. <http://www.scopus.com/inward/record.url?scp=0029184786ypartnerID=8YFLogxK>
- Koerner, R. M.; Martin, J. P.; Koerner, G. R. (1986). *Shear strength parameters between geomembranes and cohesive soils*. Geotextiles and Geomembranes, 4 (1), pp. 21-30. [https://doi.org/10.1016/0266-1144\(86\)90034-8](https://doi.org/10.1016/0266-1144(86)90034-8)
- Kölsch, F. (1995). *Material values for some mechanical properties of domestic waste*. Proceedings of the Fifth International Landfill Symposium, II, pp. 711-726.
- Lakshmikanthan, P.; Sugghosh, P.; Sivakumar Babu, G. L. (2018). *Studies on Characterization of Mechanically Biologically Treated Waste from Bangalore City*. Indian Geotechnical Journal, 48 (2), pp. 293-304. <https://doi.org/10.1007/s40098-018-0296-4>
- Landva, A.; Clark, J. (1990). *Geotechnics of Waste Fill*. En A. Landva y G. Knowles (Eds.), *Geotechnics of Waste Fills – Theory and Practice*, pp. 86-103. ASTM International. <https://doi.org/10.1520/STP25301S>
- Lapeña, P.; Cañizal, J.; Castro, J.; da Costa, A.; Sagaseta, C. (2013). *Mechanical characterization of MSW using the pressuremeter*. 6th International symposium on pressuremeters (ISP6-PRESSIO), Paris, France.
- Lapeña, P.; Cañizal, J.; Martínez-Parra, Á.; Devicenci, M. (2014). *Mechanical characterization of MSW using CPTu tests*. 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing (CPT14), Las Vegas, USA.
- Lapeña-Mañero, P.; Cañizal, J.; Palma, J. H.; Sagaseta, C. (2022). *Análisis del deslizamiento del talud del vertedero de residuos sólidos urbanos de Santa Marta (Chile)*. X Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, pp. 683-694.
- Lapeña-Mañero, P.; García-Casuso, C.; Cañizal, J.; Sagaseta, C. (2022). *Shear strength characterization of fresh MBT and MSWI wastes from a Spanish treatment facility*. Waste Management, 154, pp. 15-26. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2022.08.026>
- Lavigne, F.; Wassmer, P.; Gomez, C.; Davies, T. A.; Sri Hadmoko, D.; Iskandarsyah, T. Y. W. M.; Gaillard, J.; Fort, M.; Texier, P.; Boun Heng, M.; Pratomo, I. (2014). *The 21 February 2005, catastrophic waste avalanche at Leuwigajah dumpsite, Bandung, Indonesia*. Geoenvironmental Disasters, 1 (1), 10. <https://doi.org/10.1186/s40677-014-0010-5>
- Machado, S. L.; Carvalho, M. F.; Vilar, O. M. (2002). *Constitutive Model for Municipal Solid Waste*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 128 (11), pp. 940-951. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2002\)128:11\(940\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2002)128:11(940))
- Martínez Bacas, B. (2009). *Comportamiento resistente al deslizamiento de geosintéticos*. Tesis doctoral, Universidad de Cantabria. <http://hdl.handle.net/10902/1219>

- Martínez Bacas, B.; Cañizal, J.; Konietzky, H. (2015a). *Frictional behaviour of three critical geosynthetic interfaces*. Geosynthetics International, 22 (5), pp. 355-365. <https://doi.org/10.1680/jgein.15.00017>
- Martínez Bacas, B.; Cañizal, J.; Konietzky, H. (2015b). *Shear strength behavior of geotextile/geomembrane interfaces*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 7 (6), pp. 638-645. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2015.08.001>
- Martínez Bacas, B.; Konietzky, H.; Berini, J. C.; Sagaseta, C. (2011). *A new constitutive model for textured geomembrane/geotextile interfaces*. Geotextiles and Geomembranes, 29 (2), pp. 137-148. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2010.10.014>
- Matasovic, N.; El-Sherbiny, R.; Kavazanjian, E. (2008). *In-Situ Measurements of MSW Properties*. Proceedings of the 2008 International Symposium on Waste Mechanics, pp. 195-205.
- Matasovic, N.; Kavazanjian, E.; De, A.; Dunn, J. (2006). *CPT-based seismic stability assessment of a hazardous waste site*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 26 (2), Article 2. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2005.02.014>
- Mazzucato, N.; Simonini, P.; Colombo, P. (1999). *Analysis of block slide in a MSW landfill*. Proceedings of the 7th International Waste Management and Landfill symposium.
- McCartney, J. S.; Zornberg, J. G.; Swan, R. H. (2009). *Analysis of a Large Database of GCL-Geomembrane Interface Shear Strength Results*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135 (2), pp. 209-223. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2009\)135:2\(209\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2009)135:2(209))
- Merry, S. M.; Kavazanjian, E.; Fritz, W. U. (2005). *Reconnaissance of the July 10, 2000, Payatas Landfill Failure*. Journal of Performance of Constructed Facilities, 19 (2), pp. 100-107. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3828\(2005\)19:2\(100\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(2005)19:2(100))
- Ministerio de Medio Ambiente. (2002). Real Decreto 1481/2001, de 27 de diciembre, por el que se regula la eliminación de residuos mediante depósito en vertedero.
- Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico. (2020). Real Decreto 646/2020, de 7 de julio, por el que se regula la eliminación de residuos mediante depósito en vertedero.
- Mitchell, J. K.; Chang, M.; Seed, R. B. (1993). *The Kettleman Hills Landfill Failure: A Retrospective View of the Failure Investigations and Lessons Learned*. Third International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Missouri (U.S.A.).
- Mitchell, J. K.; Seed, R. B.; Seed, H. B. (1990). *Kettleman Hills Waste Landfill Slope Failure. I: Liner-System Properties*. Journal of Geotechnical Engineering, 116 (4), pp. 647-668. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1990\)116:4\(647\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1990)116:4(647))
- Ofrikhter, V.; Ofrikhter, I.; Bezgodov, M. (2018). *Results of field testing of municipal solid waste by combination of CPTU and MASW*. Data in Brief, 19, pp. 883-889. <https://doi.org/10.1016/j.dib.2018.05.109>
- Palma, J. (1995). Comportamiento geotécnico de vertederos controlados de residuos sólidos urbanos. Tesis doctoral, Universidad de Cantabria.
- Pardo de Santayana, F., y Veiga Pinto, A. A. (1998). *The Beirolas Landfill Eastern Expansion landslide*. Third International Congress on Environmental Geotechnics, pp. 7-11.
- Peng, R.; Hou, Y.; Zhan, L.; Yao, Y. (2016). *Back-Analyses of Landfill Instability Induced by High Water Level: Case Study of Shenzhen Landfill*. International Journal of Environmental Research and Public Health, 13 (1). <https://doi.org/10.3390/ijerph13010126>

- Pulat, H. F.; Yukselen-Aksoy, Y. (2020). *Compressibility and shear strength behaviour of fresh and aged municipal solid wastes*. Environmental Geotechnics, pp. 1-9. <https://doi.org/10.1680/jenge.18.00019>
- Ramaiah, B. J.; Ramana, G. V.; Datta, M. (2017). *Mechanical characterization of municipal solid waste from two waste dumps at Delhi, India*. Waste Management, 68, pp. 275-291. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2017.05.055>
- Ramaiah, J.; Gunturi, R. (2014). *CPTu at a municipal solid waste site in Delhi, India*. 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing, Las Vegas, Nevada, USA. <https://doi.org/10.13140/RG.2.1.4718.6966>
- Reddy, K. R.; Hettiarachchi, H.; Parakalla, N. S.; Gangathulasi, J.; Bogner, J. E. (2009). *Geotechnical properties of fresh municipal solid waste at Orchard Hills Landfill, USA*. Waste Management, 29 (2), pp. 952-959. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2008.05.011>
- Richardson, G. ; Reynolds, D. (1991). *Geosynthetic Considerations in a Landfill on Compressible Clays*. Proceedings of Geosynthetics '91, Vol. 2.
- Robertson, P. K. (2010). *Soil behaviour type from the CPT: an update*. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, CA, USA. <https://api.semanticscholar.org/CorpusID:15373054>
- Sánchez-Alciturri, J. M.; Palma, J.; Sagasetta, C.; Cañizal, J. (1993). *Mechanical properties of wastes in a sanitary landfill*. Waste Disposal by Landfill, pp. 357-364.
- Schmertmann, J. H. (1978). *Guidelines for Cone Penetration Test, Performance and Design* (FHWA-TS-78-209). Federal Highway Administration.
- Seed, R. B.; Mitchell, J. K.; Seed, H. B. (1990). *Kettleman Hills Waste Landfill Slope Failure. II: Stability Analyses*. Journal of Geotechnical Engineering, 116 (4), pp. 669-690. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1990\)116:4\(669\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1990)116:4(669))
- Seo, M. W.; Park, J. B.; Park, I. J. (2007). *Evaluation of Interface Shear Strength between Geosynthetics Under Wet Condition*. Soils and Foundations, 47 (5), pp. 845-856. <https://doi.org/10.3208/sandf.47.845>
- Siddiqui, A. A.; Powrie, W.; Richards, D. J. (2013). *Settlement Characteristics of Mechanically Biologically Treated Wastes*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 139 (10), pp. 1676-1689. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000918](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000918)
- Sivakumar Babu, G. L.; Lakshmikanthan, P.; Santhosh, L. G. (2015). *Shear strength characteristics of mechanically biologically treated municipal solid waste (MBT-MSW) from Bangalore*. Waste Management, 39, pp. 63-70. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2015.02.013>
- Stark, T. D.; Eid, H. T.; Evans, W. D.; Sherry, P. E. (2000). *Municipal Solid Waste Slope Failure II: Stability Analyses*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126 (5), pp. 408-419. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2000\)126:5\(408\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:5(408))
- Stark, T. D.; Huvaj-Sarihan, N.; Li, G. (2008). *Shear strength of municipal solid waste for stability analyses*. Environmental Geology, 57 (8), pp. 1911-1923. <https://doi.org/10.1007/s00254-008-1480-0>
- Stark, T. D.; Poepfel, A. R. P. A. (1994). *Landfill Liner Interface Strengths from Torsional-Ring-Shear Tests*. Journal of Geotechnical Engineering, 120 (3), pp. 597-615. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1994\)120:3\(597\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:3(597))

- Subdirección General de Calidad Ambiental. (2003). *Desarrollo técnico del R.D. 1481/2001 relativo a las instalaciones de vertido de residuos*. Documento de trabajo (Rv. 07). Ministerio de Medio Ambiente.
- Xu, Q.; Peng, D.; Li, W.; Dong, X.; Hu, W.; Tang, M.; Liu, F. (2017). *The catastrophic landfill flowslide at Hongao dumpsite on December 20 2015 in Shenzhen, China*. Natural Hazards and Earth System Sciences Discussions, 17, pp. 277-290. <https://doi.org/10.5194/nhess-17-277-2017>
- Zekkos, D.; Bray, J. D.; Kavazanjian, E.; Matasovic, N.; Rathje, E. M.; Riemer, M. F.; Stokoe, K. H. (2006). *Unit Weight of Municipal Solid Waste*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132 (10), pp. 1250-1261. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2006\)132:10\(1250\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:10(1250))
- Zekkos, D.; Bray, J. D.; Riemer, M. F.; Kavazanjian, E.; Athanasopoulos, G. A. (2007). *Response of municipal solid-waste from Tri-Cities landfill in triaxial compression*. Proceedings of the eleventh International Waste Management and Landfill Symposium.
- Zhan, T. L. T.; Chen, Y. M.; Ling, W. A. (2008). *Shear strength characterization of municipal solid waste at the Suzhou landfill, China*. Engineering Geology, 97 (3-4), Article 3-4. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2007.11.006>
- Zhao, Y. R.; Xie, Q.; Wang, G. L.; Zhang, Y. J.; Zhang, Y. X.; Su, W. (2014). *A study of shear strength properties of municipal solid waste in Chongqing landfill, China*. Environmental Science and Pollution Research, 21 (22), pp. 12605-12615. <https://doi.org/10.1007/s11356-014-3183-2>

CARACTERIZACIÓN DINÁMICA DE SUELOS. APLICACIÓN AL ESTUDIO DE RELAVES

Dynamic characterization of soils. Application to the study of tailings

Rubén Ruiz Bravo^a, Ángel Tijera Carrión^a, Koldobika Sánchez Arroategui^b, Víctor Parra Arroyo^b

^a Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), Laboratorio de Geotecnia, España.

^b Sandfire Matsa, España.

RESUMEN – En el ámbito de la ingeniería civil, el estudio de las propiedades dinámicas de los suelos es fundamental para estudiar cómo pueden verse afectadas sus propiedades ante sollicitaciones de tipo cíclico o dinámico con diferentes niveles de deformación. En este artículo se realiza una introducción a la dinámica de suelos, indicando las propiedades más comúnmente estudiadas y las diferentes técnicas que pueden utilizarse para ello. Además, como aplicación práctica, se incluye parte del estudio dinámico llevado a cabo sobre relaves mediante el ensayo sísmico de campo de registro con sonda PS, y mediante las técnicas de laboratorio de corte directo simple cíclico, columna resonante y elementos Bender. De esta forma, pudo obtenerse un estudio completo de dicho material en un amplio rango de deformaciones. Los resultados fueron consistentes entre técnicas, generando una curva de degradación completa y validando un enfoque integral para evaluar dinámicamente los relaves y su evolución temporal.

ABSTRACT – In the field of civil engineering, the study of the dynamic properties of soils is essential to understand how their characteristics may be affected under cyclic or dynamic loads at various deformation levels. This paper introduces soil dynamics, highlighting the most studied properties and the different techniques used for their analysis. As a practical application, it includes part of the dynamic study conducted on tailings using the PS logging field test and laboratory techniques such as cyclic direct simple shear, resonant column and Bender elements. This approach enabled a comprehensive analysis of the material across a wide range of deformations. The results were consistent across techniques, producing a complete degradation curve and validating an integrated approach to dynamically evaluate tailings and their temporal evolution.

Palabras Clave – dinámica de suelos, velocidad de ondas, relaves.

Keywords – soil dynamics, wave velocity, tailings.

1 – INTRODUCCIÓN

La dinámica de suelos es una rama fundamental de la mecánica de suelos donde se estudia el comportamiento del terreno y su respuesta cuando es sometido a esfuerzos o deformaciones de tipo cíclico o dinámico. Adquiere una relevancia crítica en la ingeniería civil, ya que permite comprender y predecir cómo los suelos responden a sollicitaciones de este tipo, un aspecto clave para garantizar la estabilidad y seguridad de infraestructuras en entornos sujetos a fenómenos dinámicos. También

E-mails: Ruben.Ruiz@cedex.es (R. Ruiz), Angel.Tijera@cedex.es (A. Tijera), koldobika.sanchez@sandfire.com.au (K. Sánchez), victor.parra@sandfire.com.au (V. Parra).

ORCID: orcid.org/0000-0001-9850-6760 (R. Ruiz), orcid.org/0000-0002-2763-7867 (A. Tijera), orcid.org/0009-0003-3705-3472 (K. Sánchez), orcid.org/0009-0002-2022-5664 (V. Parra).

es fundamental en el análisis de patologías debido al desconocimiento o falta de previsión sobre la posible incidencia de fenómenos dinámicos, o cuando sea necesario conocer la respuesta del suelo al someterlo, por ejemplo, a métodos vibratorios para mejorar sus propiedades geotécnicas.

Estas solicitaciones pueden tener su origen en diferentes fenómenos, tanto naturales como producidos por la actividad del hombre. Los más importantes y trascendentes en el campo de la ingeniería civil son los fenómenos sísmicos, la acción del oleaje o el viento, las debidas al tráfico, explosiones (demoliciones o voladuras) o las generadas por vibraciones de maquinaria en funcionamiento o por trabajos que puedan ejecutarse en el entorno y puedan generar este tipo de efectos sobre el suelo.

Los problemas que involucran cargas dinámicas sobre suelos pueden dividirse en dos categorías, una en la que se estudian fenómenos con una respuesta un rango de grandes deformaciones (del orden de 10^{-2} y 10^{-1}) como por ejemplo fenómenos sísmicos y explosiones, y otra donde se analiza la respuesta en el rango de bajas deformaciones (del 10^{-4} y 10^{-3}) como por ejemplo en el caso de las cimentaciones de máquinas (Saran, 2021).

Las propiedades dinámicas de los suelos dependen del nivel de deformación impuesto y de ciertas características intrínsecas del material. La importancia de su estudio radica en su aplicación directa en el diseño sísmico y dinámico de obras civiles, permitiendo evaluar riesgos como los de licuefacción o amplificación sísmica y, en general, la estabilidad y sostenibilidad de las estructuras. Además, proporciona información clave para definir parámetros en modelos numéricos avanzados que simulan la interacción suelo-estructura bajo condiciones dinámicas.

Las propiedades dinámicas de los suelos pueden determinarse mediante ensayos de campo y de laboratorio, siendo interesante y recomendable la ejecución de varios de ellos para obtener una caracterización dinámica lo más completa y precisa posible.

En este artículo se presentan los conceptos fundamentales de la dinámica de suelos, las principales propiedades dinámicas estudiadas y su relevancia dentro de la ingeniería civil. Además, se indican los métodos más utilizados para su caracterización, su aplicabilidad y la información que de ellos puede obtenerse.

Como ejemplo de aplicación de la dinámica de suelos se presentan algunos resultados de ensayos realizados sobre relaves mineros por parte del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX. Los relaves son residuos generados durante el proceso de extracción de minerales, y su disposición segura es esencial para evitar riesgos medioambientales y estructurales a largo plazo. A lo largo de los años, estos pueden modificar sus propiedades bajo condiciones de carga dinámica debido a la acumulación y el comportamiento de estos materiales en los depósitos donde son vertidos. Para el análisis de estos efectos, los ensayos de caracterización dinámica son una herramienta fundamental para evaluar la estabilidad de los depósitos de relaves y prevenir fenómenos que pudieran comprometer la seguridad de las estructuras y por tanto de las personas y medioambiente.

2 – DINÁMICA DE SUELOS

Las solicitaciones dinámicas pueden tener sobre el suelo varios efectos. Pueden variar su estado tenso – deformacional disminuyendo sus propiedades resistentes, lo que se conoce como fatiga de suelos, o mejorarlas cuando se trata de métodos vibratorios de mejora del terreno. También pueden provocar, principalmente en suelos blandos, la pérdida total de su resistencia al corte debido al aumento de presiones intersticiales dando lugar al efecto conocido como licuefacción cuando se trata de suelos granulares. Este fenómeno puede considerarse el más fundamental y diferenciador frente a otros problemas de mecánica de suelos (Galindo-Aires, 2013). En otros casos pueden darse fenómenos de amplificación, donde el terreno actúa como un filtro sobre las ondas que viajan por él pudiendo atenuar ciertas frecuencias, pero amplificar otras, amplificando también el movimiento de la masa del terreno sobre la que actúan y, por tanto, pudiendo afectar a las estructuras asentadas.

El comportamiento tensión – deformación de un suelo sometido a una acción dinámica depende, por un lado, de varias propiedades intrínsecas del mismo, por otro, de las características propias de

la acción cíclica como son su amplitud y frecuencia, pero también de la tensión inicial del suelo. Si se parte de un estado tensional elevado, una sollicitación cíclica pequeña puede provocar un aumento sustancial en las deformaciones transversales provocando el fallo del material (Kramer, 1996).

Además de los efectos que pueden tener las sollicitaciones de tipo dinámico sobre el suelo mientras están actuando, puede ser importante considerar el estado o propiedades de los suelos una vez desaparecidas estas, es decir, evaluar su resistencia remanente o residual ya que puede haber una reducción de parámetros resistentes o reordenamiento de partículas que generen cambios de volumen importantes.

Es bien conocido qué características básicas de los suelos que definen su comportamiento mecánico, tales como densidad, índice de huecos o humedad, influyen de manera igualmente fundamental en el comportamiento que este tendrá bajo sollicitaciones de naturaleza tanto estática como dinámica. Lo mismo sucede con otros factores como la historia tensional del suelo o el nivel de deformación que ya tiene. Por tanto, puede concluirse que las características que distinguen la respuesta dinámica de un suelo, de la estática, se deben a la naturaleza del fenómeno que la produce (Ishihara, 1996).

Ishihara (1996) clasificó los procesos que puede sufrir un suelo en dinámicos o estáticos en función del número de ciclos de carga y descarga ocurridos y la duración de la carga en cada uno de ellos. Según esta clasificación, puede considerarse que se está bajo condición de carga dinámica cuando la duración de esta es inferior a unos 10 s. Por tanto, una característica fundamental de las sollicitaciones dinámicas es la corta duración en la aplicación de la carga o su alta frecuencia. A esto habrá que sumar, para el estudio de los efectos dinámicos sobre suelos, el número de veces que esta actúa. Fenómenos con relativamente pocos ciclos, como por ejemplo un sismo, pueden repercutir de manera catastrófica sobre un suelo lo mismo que la acción continuada (muchos ciclos) de otro fenómeno dinámico de menor entidad.

El hecho de que la alta frecuencia en la aplicación de una carga sea una característica fundamental en el análisis de la dinámica de suelos, es debido a las fuerzas de inercia que se generan y que gobiernan el comportamiento del suelo. Estas fuerzas de inercia aumentan en gran medida con el aumento de esta frecuencia, concretamente, para cargas cíclicas sinusoidales, dependen del cuadrado de dicha frecuencia. Debido a esto, en los problemas dinámicos se estudia el comportamiento del suelo incluso para deformaciones del orden de 10^{-6} ya que pueden generar fuerzas de inercia decisivas si la frecuencia de la carga es suficientemente alta (Ishihara, 1996).

2.1 – Propiedades dinámicas de los suelos

Las propiedades dinámicas de los suelos son aquellas que controlan y definen su comportamiento ante sollicitaciones dinámicas y su correcta determinación es, por tanto, fundamental para predecir dicho comportamiento y estudiar cómo se ven afectados ante estos fenómenos.

Las principales propiedades que gobiernan los problemas dinámicos son: el módulo de deformación o de Young dinámico, módulo de rigidez transversal (de corte) dinámico, módulo volumétrico dinámico, coeficiente de Poisson, razón de amortiguamiento, y ciertas características de los ciclos de carga – descarga, como por ejemplo aquellas que definen el fenómeno de la licuefacción.

De las propiedades citadas anteriormente, las que más habitualmente suelen obtenerse en los análisis de los ensayos dinámicos son el módulo de rigidez transversal y el amortiguamiento, siendo esta última una propiedad exclusiva de los suelos sometidos a acciones cíclicas, que no tiene equivalente en los problemas estáticos, y que está relacionada con la capacidad que tiene el suelo de disipar energía durante la acción cíclica.

Para evaluar la respuesta de los suelos ante sollicitaciones cíclicas es imprescindible determinar el nivel de deformación al que se verán sometidos. En la Figura 1 se representan los modelos y métodos de análisis para determinar el comportamiento del suelo en función de la deformación

aplicada en tanto por uno (Ishihara, 1996). Para bajas deformaciones (menores que 10^{-5}) se utilizan modelos elásticos lineales en los que el módulo de corte es la propiedad del suelo clave para definir su comportamiento. Para un rango medio de deformaciones (entre 10^{-5} y 10^{-3}) se recurre a modelos elastoplásticos. En estos el módulo de corte se reduce al aumentar la deformación, y se produce una disipación de energía a medida que aumentan los ciclos de la carga que vendrá dada por lo que se denomina razón de amortiguamiento. Para este rango de deformaciones medias se puede hablar de un comportamiento del suelo de tipo hysterético no degradado y puede representarse, de manera razonable, mediante la teoría viscoelástica lineal y un método lineal equivalente definido por un rango de valores, de módulo y amortiguamiento, que será función de las deformaciones cortantes aplicadas. Para bajas deformaciones no se produce variación del módulo ni del amortiguamiento a pesar de aumentar los ciclos de carga. Por último, para grandes deformaciones y deformaciones cercanas a la rotura del terreno (por encima de 10^{-2}), las propiedades dinámicas de los suelos cambian de manera considerable con el nivel de deformación y con el número de ciclos presentando lo que se denomina comportamiento hysterético degradado. En estos casos se utilizan modelos en los que se analizan la historia tensional del suelo aplicando procedimientos numéricos de integración.

Deformación de corte	10 ⁻⁶ ↓	10 ⁻⁵ ↓	10 ⁻⁴ ↓	10 ⁻³ ↓	10 ⁻² ↓	10 ⁻¹ ↓
	Pequeñas deformaciones	Medias deformaciones		Grandes deformaciones		Deformaciones de rotura
Elástico						
Elasto - plástico						
Rotura						
Efecto de repetición de carga						
Efecto de frecuencia de carga						
Modelo	Lineal elástico		Viscoelástico		Análisis de historia tensional	
Método de análisis de la respuesta	Lineal		Lineal equivalente		Integración paso a paso	

Fig. 1 – Modelos y métodos de análisis para la determinación del comportamiento del suelo en función de la deformación aplicada en tanto por uno (reproducida de Ishihara, 1996).

Los modelos lineales equivalentes son los que mejor representan el comportamiento del suelo cuando se trata de fenómenos dinámicos que no producen una gran degradación. Para definir estos modelos hay que analizar las llamadas curvas de histéresis que se obtienen al representar los valores de esfuerzos y deformaciones procedentes de ensayos cíclicos, desarrollados sobre muestras de suelo. Cada ciclo dará lugar a lo que se conoce como lazo o ciclo de histéresis. A partir de estas curvas se obtiene importante información sobre los valores y variación de los módulos y propiedades dinámicas. En la Figura 2 se muestra, a modo de ejemplo, un ciclo de histéresis que podría obtenerse de un ensayo dinámico de laboratorio y donde se analiza la deformación tangencial (γ) en función de la variación de la tensión de corte (τ). En esta figura se incluye la manera de obtener los principales valores del módulo de rigidez dinámico (G), y del amortiguamiento (D).

Las curvas de histéresis varían en función de la tensión de corte aplicada y, para una tensión fija, también en función del número de ciclos debido a los fenómenos de disipación de energía. Estos efectos se representan en la Figura 3.

En muchas ocasiones, para analizar la respuesta dinámica de un suelo, se recurre a la relación $G/G_{\max}$ (normalización del módulo de rigidez respecto de su valor máximo). De esta forma, para un suelo en unas condiciones concretas, y un rango de deformaciones determinado, podremos conocer la reducción de rigidez que sufrirá al aplicarle una deformación cíclica concreta. Este parámetro es frecuentemente utilizado para el diseño de estructuras en entornos que pueden sufrir acciones sísmicas.

En la variación de estas propiedades dinámicas influyen numerosos factores y características propias del suelo, tales como la presión de confinamiento, índice de huecos o plasticidad; y parámetros que definen la sollicitación cíclica como la frecuencia o el número de ciclos. Se conoce que la plasticidad es la principal característica que gobierna las variaciones del cociente $G/G_{\max}$ y la razón de amortiguamiento (D) para una gran variedad de suelos saturados. Para un nivel de deformación determinado, una menor plasticidad aumenta el valor de $G/G_{\max}$ y reduce el amortiguamiento (Vucetic y Dobry, 1991).

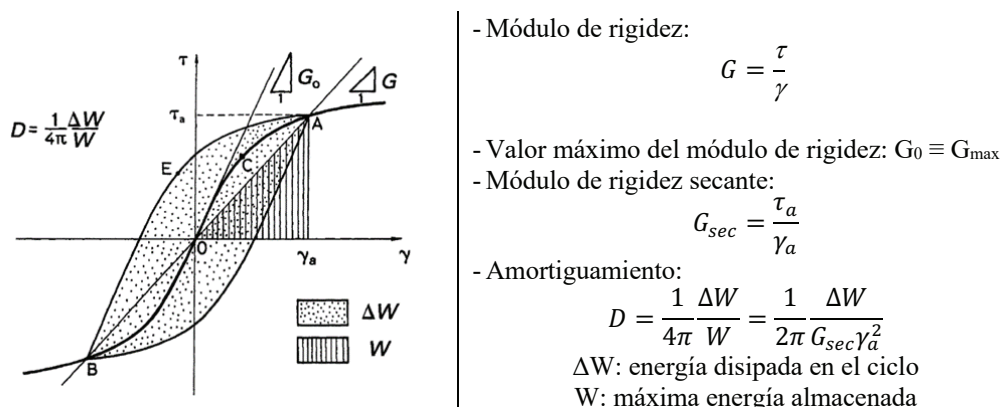


Fig. 2 – Ciclo de histéresis y determinación de los parámetros dinámicos: módulo de rigidez y amortiguamiento; que pueden obtenerse (Ishihara, 1996).

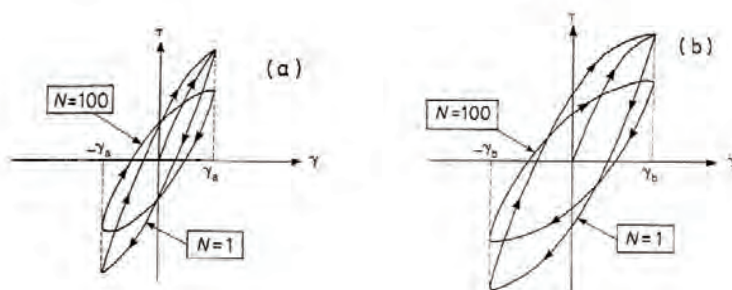


Fig. 3 – Representación del primer ciclo de histéresis ($N = 1$) y el ciclo después de aplicar 100 ($N = 100$) para dos niveles de deformación distintos (siendo la deformación en (a) menor que en (b) (Ishihara, 1996).

3 – ENSAYOS DINÁMICOS

Para caracterizar el comportamiento dinámico de los suelos puede recurrirse a ensayos de campo y ensayos de laboratorio. Los ensayos de campo más habituales para estudios dinámicos se basan en métodos sísmicos, donde se analiza la propagación de ondas en el suelo para determinar su velocidad

de propagación. A partir de esta velocidad pueden obtenerse los módulos de deformación y rigidez dinámicos mediante unas fórmulas sencillas. Por otro lado, en los ensayos de laboratorio, se somete a muestras de suelo a solicitaciones dinámicas de distinta naturaleza para medir su respuesta a través de las deformaciones o tensiones experimentadas. Ambos grupos de ensayos tienen sus ventajas y limitaciones y lo ideal es, siempre que sea posible, combinar varios tipos de ensayos para una mejor y más completa caracterización dinámica.

Los valores de los módulos dinámicos dependen del grado de deformación aplicado por lo que habrá que recurrir al ensayo o ensayos que cubran el rango de deformaciones de interés en cada caso. No existe un único ensayo con el que se pueda cubrir todo el rango de deformaciones que caracterice completamente el comportamiento dinámico de un material. En la Figura 4 se representa la variación del módulo de rigidez (G) y del amortiguamiento (D), en función de la deformación. Además, se definen varios rangos de deformación según la forma de variación del módulo. De menor a mayor deformación se tiene: el rango elástico lineal (para pequeñas deformaciones), el rango elástico no lineal, el rango moderadamente no lineal y el rango no lineal (Kakar, 2014).

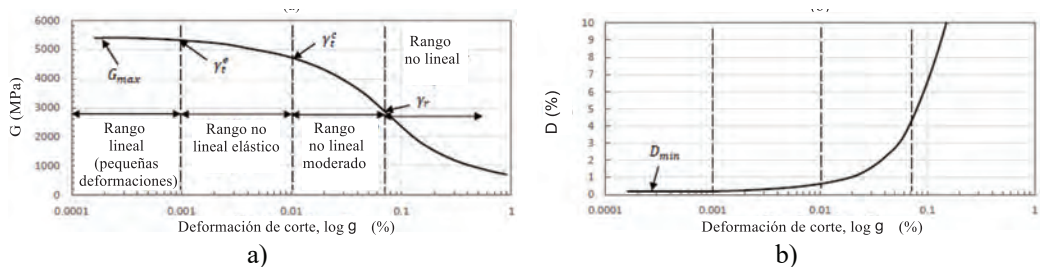


Fig. 4 – Propiedades dinámicas no lineales de un suelo granular confinado a la presión de una atmósfera. (a) Variación del módulo de rigidez (G) en función de la deformación de corte. Se definen varios rangos de comportamiento en función del nivel de deformación. (b) Variación del amortiguamiento (D) en función de la deformación de corte (Wang, 2015; Kakar, 2014).

En general, las principales ventajas de los ensayos de campo son el volumen de material ensayado, mayor que en los ensayos de laboratorio, y que las medidas se realizan sobre el material en las condiciones reales en las que se encuentra. Por el contrario, los niveles de deformación aplicados en estos métodos son en general pequeños, y por tanto sólo pueden obtenerse los valores máximos de los módulos de deformación a partir de ellos. Además, los parámetros dinámicos se obtienen de manera indirecta o a través de fórmulas o correlaciones (Kramer, 1996).

En cuanto a los ensayos de laboratorio, el principal factor a su favor es que permiten aplicar un rango de deformaciones mayor y más controlado, pero por contra, la reproducción en el laboratorio de las condiciones reales en las que se encuentra el suelo es compleja, a lo que hay que sumar la inevitable alteración del material durante la preparación de las probetas y la influencia que este proceso tiene sobre los resultados obtenidos (Kramer, 1996).

3.1 – ENSAYOS DE CAMPO

Dentro de los ensayos de campo los más habituales para el estudio de las propiedades dinámicas de los suelos consisten en técnicas sísmicas ejecutadas en superficie o en el interior de sondeos. Dentro del primer grupo las más comunes son la sísmica de refracción, la sísmica de reflexión y los métodos basados en la propagación de ondas superficiales. Y las técnicas habituales aplicadas en sondeos son el Cross-Hole, Down-Hole y la sonda de registro PS (o *PS-Logging* en denominación inglesa).

Las técnicas sobre superficie son en general más rápidas y menos costosas que las aplicadas en sondeos, pero por el contrario estas últimas permiten una interpretación más precisa y directa a diferentes profundidades, y ofrecen la posibilidad de obtener información extra del suelo como, por ejemplo, detalles sobre su caracterización que pueden determinarse visualmente o en laboratorio, o la localización del nivel freático (Kramer, 1996).

En general, estas técnicas se basan en la utilización de una fuente externa para generar una perturbación en el suelo e inducir así ondas mecánicas, tanto longitudinales (ondas P) como de corte (ondas S), y analizar su propagación para determinar su velocidad. Esta velocidad de propagación es característica del tipo de suelo y está directamente relacionada con sus propiedades mecánicas y dinámicas. Para ello se registran los trenes de ondas mediante sensores instalados bien en el terreno, o bien en los sondeos, en función de la técnica aplicada.

Considerado el suelo como un medio viscoelástico, la teoría de propagación de ondas establece que dicha propagación depende fundamentalmente de la rigidez y del amortiguamiento del mismo. A mayor rigidez, las ondas se propagarán a mayor velocidad, y a mayor amortiguamiento estas se atenuarán más rápidamente. Estos fenómenos son los que se consideran para la obtención de las propiedades dinámicas del suelo (Wang, 2015).

A partir de las velocidades de propagación de estas ondas P y S, y de la densidad (ρ) del suelo, podrán determinarse el módulo de rigidez (G , ecuación 1), el módulo de Young (E , ecuación 2) y el coeficiente de Poisson (ν , ecuación 3); para muy bajas deformaciones a partir de las siguientes ecuaciones:

$$G = \rho \cdot V_s^2 \quad (1)$$

$$E = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G \quad (2)$$

$$\nu = \frac{1}{2} \cdot \frac{1 - 2 \cdot \left(\frac{V_s}{V_p}\right)^2}{1 - \left(\frac{V_s}{V_p}\right)^2} \quad (3)$$

3.2 – ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio para el estudio dinámico del terreno se realizan sobre muestras de suelo, que pueden ser tanto inalteradas como reconstruidas o remoldeadas. Los ensayos más habituales son: triaxial cíclico, corte directo simple cíclico y corte torsional cíclico, cuando se quiere someter a la muestra a grandes deformaciones; y el ensayo de columna resonante, elementos Bender o mediante pulsos ultrasónicos (Pundit), cuando se aplican deformaciones menores. En la Figura 5 se incluyen estos ensayos en función del rango de deformaciones aproximado que pueden inducir, junto con algunos fenómenos que producen efectos dinámicos también según el grado de deformación que pueden generar. Este tipo de gráfica (Figura 5) donde se representa la variación del módulo (G o E según los ensayos realizados) para un amplio rango de deformación se denomina comúnmente curva de degradación.

En general estos ensayos consisten en someter a una probeta de suelo a una sollicitación cíclica, generalmente de tipo sinusoidal, una vez reproducidas, en lo posible, las condiciones de presión y confinamiento a las que se encuentra el suelo *in situ*. En algunos casos se determinan directamente las propiedades dinámicas del suelo midiendo las deformaciones y tensiones inducidas en la probeta a medida que aumenta el número de ciclos de carga - descarga aplicados, para así deducir.

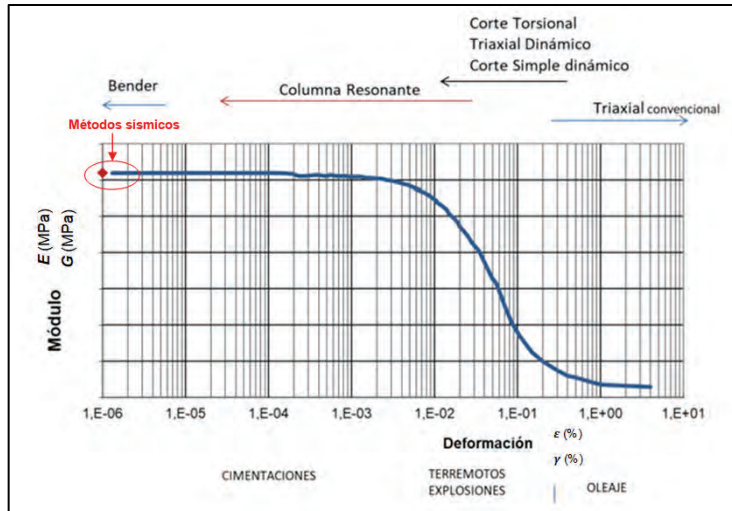


Fig. 5 – Gráfica de variación del módulo (G o E) en función de la deformación (curva de degradación). Se indican los rangos de deformación aproximados cubiertos por diferentes ensayos para la caracterización dinámica de los suelos, y ejemplos de posibles fenómenos dinámicos que generan dichas deformaciones.

4 – APLICACIÓN AL ESTUDIO DE RELAVES

4.1 – Origen del material estudiado

Los relaves estudiados en este trabajo provienen del depósito del yacimiento de Aguas Teñidas, ubicado en la provincia de Huelva (Andalucía, España), en el municipio de Almonaster la Real. Actualmente (año 2025), este yacimiento es operado por Sandfire MATSA, una subsidiaria de Sandfire Resources LTD.

Sandfire MATSA produce concentrados minerales de cobre, zinc y plomo en una planta que procesa más de 4,5 millones de toneladas de material por año, situada al norte de la Faja Pirítica Ibérica, y que se abastece del mineral de tres minas subterráneas: Aguas Teñidas y Magdalena en Almonaster la Real, y Sotiel en Calañas; todas en la provincia de Huelva.

Las minas son operaciones subterráneas que son rellenadas con pasta generada a partir de los relaves tras la extracción. Parte de este material en forma de pasta se envía al depósito de relaves, siendo aproximadamente 2,0 millones de toneladas de relaves en pasta la cantidad depositada anualmente en este depósito con un contenido de sólidos del 70% en masa, lo que significa una humedad del 43%.

Las operaciones en el depósito comenzaron en 2007 y se espera que finalicen en 2026.

4.2 – Descripción de ensayos realizados

4.2.1 – Ensayos de campo

En el estudio que aquí se presenta se utilizó la técnica de registro con sonda PS (o *PS-Logging*), la cual se ha utilizado en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX para el estudio de distintos tipos de suelos e incluso algunas rocas blandas. Este equipo está especialmente diseñado para el estudio de suelos blandos, de modo que se trata de una técnica ideal para la determinación de las velocidades de propagación de las ondas en un material como los relaves de los depósitos mineros. Además, en

comparación con otras técnicas sísmicas que pueden desarrollarse en el interior de sondeos, solo necesita un único sondeo para llevarse a cabo. Por el contrario, es un equipo muy sensible y por tanto se verá muy afectado por posibles ruidos generados por otras fuentes, por ello su aplicación e interpretación requiere de cierta experiencia.

4.2.2 – Sonda de registro PS

La sonda de registro PS es un equipo de medida geofísico desarrollado para medir las velocidades de propagación de ondas mecánicas P y S (V_p y V_s respectivamente) en el entorno de las paredes de un sondeo (Telford, 1990). Estas ondas son generadas por el propio equipo a través de una fuente impulsiva. Para que se produzca una transferencia de esta perturbación desde el equipo a las paredes del sondeo, y por tanto al terreno, será necesario que este esté lleno de agua (o lodo) en el momento de realizar las medidas (Kitsunezaki, 1980). En función de las características de los materiales atravesados puede ser necesario entubar el sondeo para asegurar la estabilidad de las paredes. Si esto es necesario se deberá, para tener una buena transferencia de la señal al terreno, utilizar tubería de PVC y cementarla dejando el tiempo suficiente de fraguado para conseguir un buen contacto.

La fuente consiste en un pequeño martillo instalado en el interior de la sonda y que es accionado por la excitación de unos solenoides. Esta fuente genera una perturbación que se traduce en una variación en la presión del fluido del sondeo y que se transmite, en forma de onda de tubo, paralela a su eje (Figura 6, izquierda). Estas ondas son detectadas por una pareja de sensores separados 1 m e implementados en la propia sonda y registradas en una unidad central. Para el desplazamiento del dispositivo a lo largo del sondeo se dispone de un sistema de cabestrante con una polea (Figura 6, derecha).

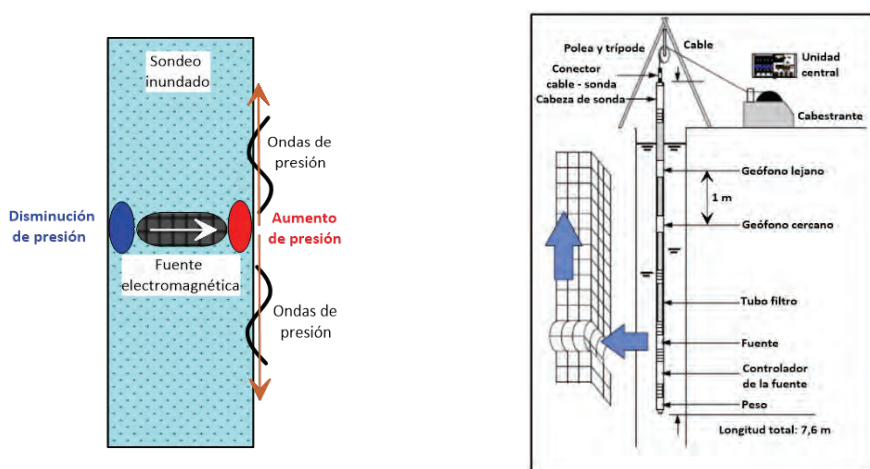


Fig. 6 – (Izquierda) Esquema del funcionamiento de la fuente para generar las ondas en las paredes del sondeo. (Derecha) Esquema de los componentes que forman el equipo de ensayo con sonda de registro PS.

La fuente es capaz de generar tanto ondas P como S variando la dirección del golpeo. Las ondas S, que se transmiten más lentamente que las P y, por tanto, llegarán a los receptores más tarde tienen polaridad, propiedad que hace que el signo de su amplitud dependa del sentido de disparo (para una misma dirección de golpeo), invirtiéndose una respecto de la otra para cada uno de ellos. Este aspecto ayudará para su detección y es por ello por lo que en cada punto de medida se realizan dos

disparos, uno en el que el martillo golpea en un sentido y otro en el que el sentido de golpeo se invierte (Figura 7). Las ondas P son más fácilmente detectables ya que son las primeras que llegan a los receptores (Figura 8). Las velocidades se obtendrán por la diferencia de tiempos de llegada de las ondas a cada uno de los sensores (cuya separación es conocida e igual a 1 m). Estas velocidades serán las correspondientes al tramo de terreno de 1 m comprendido entre los sensores en el momento de la medida y, para la interpretación, se asignarán a la profundidad a la que se encuentre su punto medio. Respecto a V_s procede comentar que se obtienen dos valores, uno por cada sentido de disparo, siendo el valor medio el considerado como resultado final.

Se estima que la perturbación afecta y penetra radialmente en torno a 1 m en el terreno del entorno del sondeo.

A partir de las velocidades de onda obtenidas en este ensayo se podrán estimar distintos parámetros del terreno, como el coeficiente de Poisson (ν), el módulo de corte o rigidez transversal (G) o el módulo de Young (E), teniendo en cuenta las relaciones que aparecen en las ecuaciones (1), (2) y (3) anteriores y conocida o estimada también la densidad (ρ).

Es importante tener en cuenta el siguiente aspecto en cuanto a los resultados obtenidos por esta técnica. Si bien pueden obtenerse velocidades de propagación V_p y V_s , originalmente este método fue ideado para determinar V_s , por lo que la fuente está diseñada para generar un campo donde las ondas S sean predominantes (Kitsunezaki, 1980). A pesar de ello, al incorporar sensores capaces de registrar ondas en direcciones tanto transversal como longitudinal, en muchas ocasiones también es posible detectar ondas P y obtener por tanto valores de V_p . Esto significa que los valores de V_p hay que considerarlos estimativos de los materiales afectados en el ensayo, siendo los valores de V_s más aptos a la hora de detectar cambios de material.

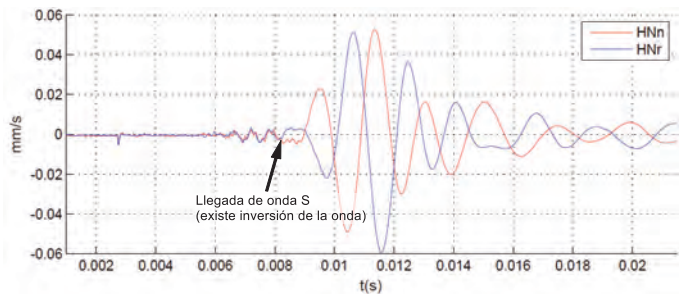


Fig. 7 – Determinación del tiempo de llegada de las ondas S a uno de los receptores a partir de las señales registradas para los dos sentidos de golpeo de la fuente, sentido “normal” (HNN) y sentido “inverso” (HNR).

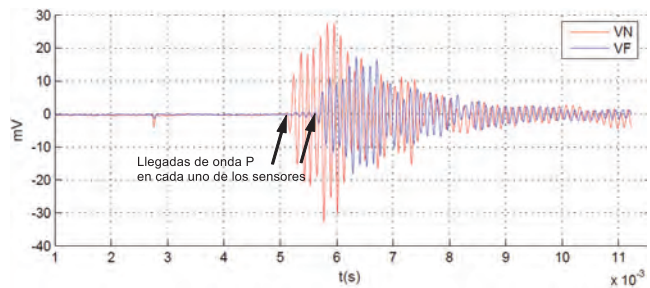


Fig. 8 – Determinación de los tiempos de llegada de la onda P a cada uno de los receptores (receptor más cercano a la fuente, VN; y receptor más alejado de la fuente, VF).

4.2.3 – Ensayos de laboratorio

Para obtener una caracterización dinámica completa del material es necesario cubrir un amplio rango de deformaciones. Por tanto, se ejecutaron varios ensayos de laboratorio con el fin de estudiar el comportamiento dinámico del material para diferentes niveles de deformación.

Los ensayos realizados fueron: corte directo simple cíclico, columna resonante y elementos Bender instalados en una célula triaxial.

4.2.3.1 – Corte directo simple cíclico

En el ensayo de corte directo simple cíclico (CDSC) se estudia la variación de la resistencia al corte de un determinado suelo cuando sobre él actúan esfuerzos cíclicos de corte. El rango de deformaciones que cubre es característico de eventos cíclicos como terremotos o explosiones (rango medio – alto, Figura 5). Por ello es especialmente útil para ensayos destinados al estudio de procesos de licuefacción, los cuales están normalizados en la norma ASTM D8296-19 (2019).

En el ensayo se trata de reproducir las condiciones de un suelo que se ve afectado por la propagación de ondas que generan sobre él esfuerzos de corte, mientras se encuentra en una situación de confinamiento lateral y consolidación vertical tales que se cumpla la condición de K_0 , es decir, que sobre el terreno no existe estados de empuje activo ni pasivo. El confinamiento lateral se consigue introduciendo la probeta cilíndrica objeto de ensayo en una membrana indeformable lateralmente, mientras que la consolidación uniaxial se consigue aplicando carga vertical sobre la misma. La sollicitación de corte se genera estableciendo un movimiento relativo de la base de la probeta respecto de la parte superior con una tasa fija de desplazamiento o fuerza. Este movimiento de corte será posible gracias a la membrana que, aun siendo indeformable lateralmente, lo que quiere decir que su área transversal no varía, sí que permite este tipo de movimientos (Figura 9).

Durante el ensayo se registran las tensiones y deformaciones generadas o aplicadas sobre la probeta gracias a células de carga y transductores LVDT. A partir de estas medidas se representan los ciclos de histéresis para determinar el módulo de rigidez y el amortiguamiento en cada ciclo.

En la Figura 10 se muestra una fotografía del equipo de CDSC disponible en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX y con el cual se ejecutaron los ensayos.

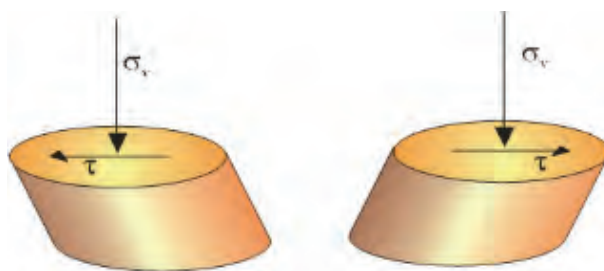


Fig. 9 – Tensiones y deformación que se produce durante el ensayo. Siendo σ_v la tensión vertical de consolidación y τ la tensión de corte aplicada o generada durante el ensayo.

4.2.3.2 – Columna resonante

El ensayo de columna resonante es uno de los métodos más utilizados en laboratorio para evaluar las propiedades dinámicas en probetas cilíndricas de suelo en los rangos de deformaciones angulares (γ) bajas e intermedias (Kramer, 1996). El ensayo está normalizado en la norma ASTM D4015-15 (2000).

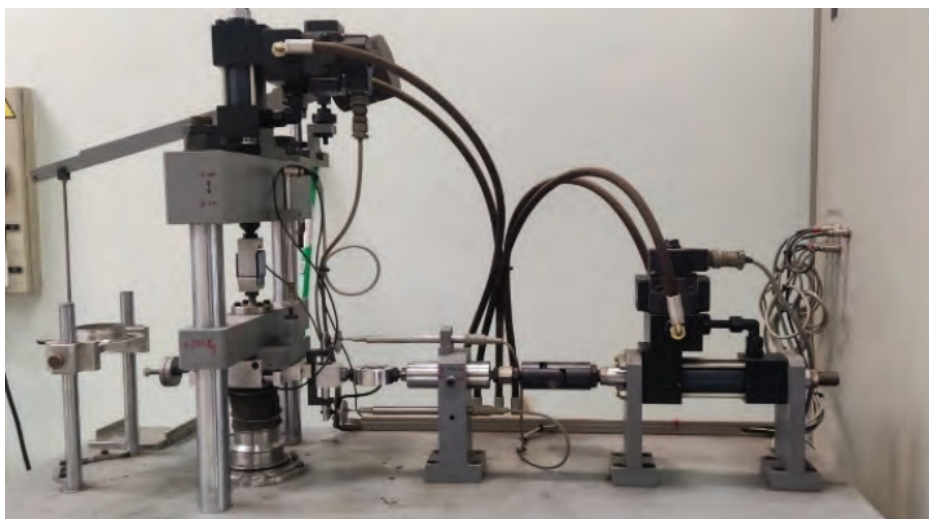


Fig. 10 – Equipo de ensayos de corte directo simple cíclico del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX.

El método consiste en someter una probeta cilíndrica de suelo a cargas armónicas torsionales por medio de un sistema electromagnético que permite variar la frecuencia de excitación, y determinar su frecuencia de resonancia. La probeta de suelo se recubre con una membrana impermeable y se introduce en una célula triaxial en la que se le aplicarán las presiones de confinamiento y de cola necesarias para el ensayo. La torsión se aplica sobre la parte superior de la muestra, quedando fija la parte inferior al pedestal de la base de la célula triaxial (Hardin y Drnevich (1972) (Figura 11).

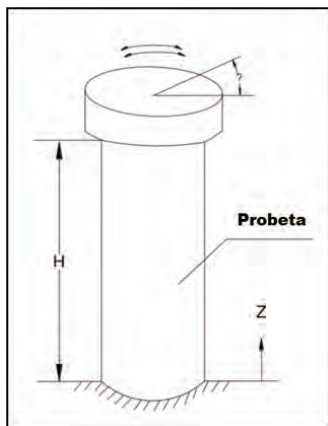


Fig. 11 – Esfuerzo torsional generado sobre la probeta durante el ensayo de columna resonante. La probeta está fijada en la base y el esfuerzo se aplica en la parte superior (Gordillo, 2011).

El sistema electromagnético posibilita variar tanto la frecuencia como el voltaje de entrada, es decir, la amplitud de la señal, por lo que se puede someter la muestra a diferentes esfuerzos torsionales y por tanto distintos niveles de deformación. La frecuencia de resonancia (f_r) será aquella para la cual el sistema entra en resonancia y la deformación angular producida sobre la probeta es

máxima. Conocida esta, la teoría de transmisión de ondas permite obtener la velocidad de propagación de las ondas S (V_s) según la ecuación (4), donde “F” es una constante que relaciona los momentos de inercia de la probeta y del equipo de medida, y “L” es la longitud de la probeta (ASTM D4015–15, 2000; Muñoz, 2017).

$$V_s = \frac{2\pi f_r L}{F} \quad (4)$$

Mediante diferente instrumentación instalada en el equipo de ensayo puede medirse la deformación producida y el cambio de volumen experimentados por la probeta. A través de este último podrá determinarse la densidad en cada momento y, junto con los valores de V_s , obtener los valores del módulo de rigidez G .

También es posible obtener medidas del amortiguamiento mediante dos métodos. Por el método de decaimiento de vibración libre, mediante el cual se modeliza el decaimiento de la amplitud de vibración de la probeta por medio de un decremento logarítmico. O por el método del ancho de banda de media potencia, donde el decremento logarítmico se obtiene mediante la media de la anchura de la curva de respuesta cerca de la frecuencia de resonancia.

En la Figura 12 se muestra una fotografía del equipo para el ensayo de columna resonante disponible en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX y con el cual se ejecutaron los ensayos.

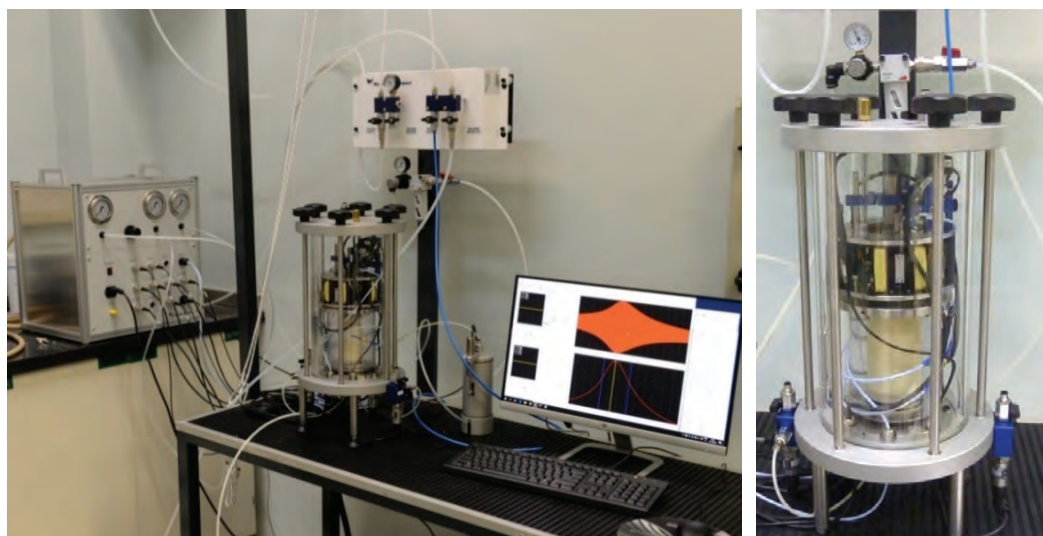


Fig. 12 – (Izquierda) Fotografía del equipo de ensayos de columna resonante disponible en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX. (Derecha) Fotografía de detalle de la célula donde se instala la probeta.

4.2.3.3 – Elementos Bender

El ensayo con elementos Bender es el ensayo comúnmente utilizado para la determinación del módulo de rigidez (G) para pequeñas deformaciones, y sus resultados generalmente están en consonancia con los obtenidos a partir de los ensayos de columna resonante (Braja y Zhe, 2016).

Las deformaciones no pueden medirse durante el ensayo, pero se considera que es el ensayo de laboratorio con el que se consigue aplicar los menores niveles de deformación.

El ensayo permite medir las velocidades de propagación de las ondas P y S en el interior de probetas de suelo. Existe norma ASTM, pero únicamente se hace referencia a la determinación de la velocidad de propagación de las ondas S (ASTM D8295 – 19, 2019).

Los elementos Bender son transductores basados en la piezoelectricidad. Este es un fenómeno físico presentado por determinados cristales que, al ser sometidos a tensiones mecánicas, generan electricidad. El fenómeno es reversible, pues aplicando a las caras del cristal una tensión eléctrica, se produce una deformación mecánica proporcional al potencial eléctrico. Mediante el uso de esta propiedad se pueden generar ondas mecánicas poniendo en contacto estos elementos sobre una muestra de suelo, registrando al mismo tiempo ondas que viajen por ella. En la Figura 13 se incluye una fotografía de una pareja de elementos Bender y un esquema de funcionamiento.

El sistema de medida de este método está constituido por un emisor y un receptor situados en los extremos de una probeta de suelo. Suelen instalarse en células triaxiales o edométricas para someter a la muestra a las condiciones confinamiento que se quieran reproducir. Aplicando sobre el emisor una tensión eléctrica, se generan ondas internas, de tipo P o tipo S, que se propagan a través de la muestra de suelo. El elemento en el otro extremo de la probeta recibe la señal, lo que permite medir el tiempo empleado por la onda en recorrer la probeta. Conocida la altura de la probeta, se puede calcular las velocidades de propagación V_s y V_p . En la Figura 14 se muestra a la izquierda un esquema del sistema de medida con elementos Bender y a la derecha una fotografía de los elementos.

Además, como las deformaciones que se inducen son muy pequeñas las muestras no se ven alteradas y puede realizarse sobre ellas otros ensayos posteriormente.



Fig. 13 – (Izquierda) Fotografía de los dispositivos que se instalan en cada uno de los extremos de la probeta y donde vienen insertados los elementos Bender. (Derecha) Esquema de funcionamiento del ensayo.

4.3 – Ensayos ejecutados

4.3.1 – Ensayos de campo: sonda de registro PS

La campaña de ensayos de campo consistió en la toma de medidas con sonda de registro PS a lo largo de un sondeo mecánico que previamente se había realizado, y que se dejó accesible y preparado para la realización de este ensayo. El sondeo se encontraba entubado con tubería de PVC pero sin cementar, ya que debido a las propias características del material atravesado y el tiempo transcurrido hacían suponer que el material se había cerrado sobre la tubería propiciando un buen contacto, garantizando así una buena transmisión de las señales por las paredes del sondeo.

Tal y como puede verse en la Figura 14, el acceso al sondeo se encontraba sobre una plataforma construida sobre la superficie del depósito, y que fue utilizada para posicionar la máquina que ejecutó el sondeo mecánico. El origen de profundidades de las medidas se tomó en la boca del sondeo, por tanto, los primeros metros corresponden al material vertido para la construcción de dicha plataforma. En esta misma Figura 14 se incluye una fotografía tomada durante las medidas.

La longitud total del sondeo mecánico fue de 27,5 m y la toma de medidas se desarrolló en toda su longitud, teniendo en cuenta que las características constructivas de la sonda imposibilitan la medida en los primeros y últimos metros.

Inicialmente se tomaron medidas cada metro, de abajo a arriba, y una vez finalizadas se planteó un nuevo ensayo intercalando los nuevos puntos de medida entre los anteriores y cambiando algunos parámetros de adquisición para intentar afinar la futura interpretación y sus resultados. Por tanto, finalmente, se ejecutaron dos ensayos equiespaciando las medidas 1 m en ambos casos. La denominación y los intervalos de profundidades medidas en cada caso fueron:

- PSLogging 1: primer ensayo que comienza a una profundidad 23,5 m (profundidad de medida máxima posible), pasando posteriormente a 23 m y, desde aquí hasta 3 m, subiendo y parando la sonda para medir cada metro. Se añadió también la medida en 2,5 m (profundidad de medida mínima posible).
- PSLogging 2: segundo ensayo que se comenzó con medida en 22,5 m, y se terminó con una medida (repetida) en 2,5 m tomando medidas cada metro.

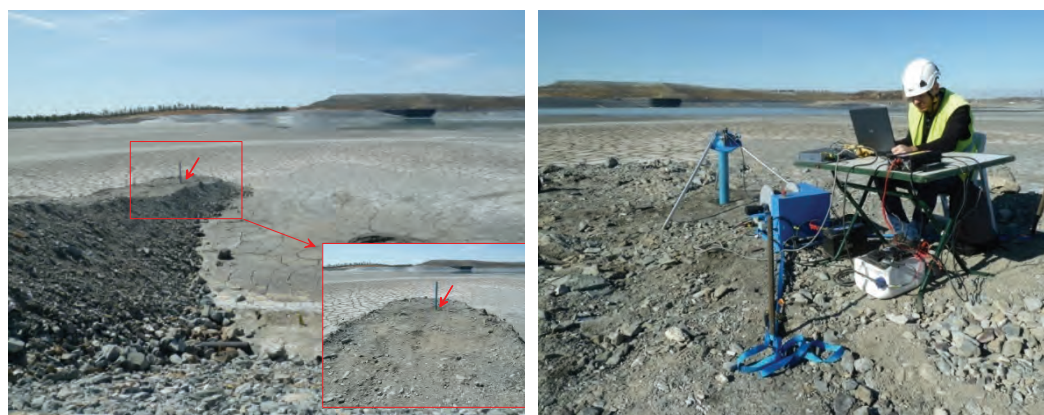


Fig. 14 – (Izquierda) Emplazamiento del sondeo en el depósito sobre la plataforma construida para la realización del sondeo mecánico. Se indica la boca del sondeo, que se consideró como origen de profundidades para las medidas con sonda de registro PS. (Derecha) Fotografía tomada durante la toma de medidas.

Combinando ambos ensayos, se midieron un total de 44 puntos distribuidos entre 23,5 m y 2,5 m y separados 0,5 m entre sí.

En la Figura 15 se muestra, a modo de ejemplo, los registros medidos, una vez acotados y filtrados, para una profundidad concreta del ensayo denominado PSLogging 1. Se miden las señales de ondas tipo S para cada sensor y para cada sentido de golpeo de la fuente (srf, slf, srn y sln en la Figura 15), y las señales de ondas tipo P también en ambos sensores (pf y pn en la Figura 15). Se incluye sobre los registros los tiempos interpretados en cada señal para el cálculo de las velocidades de propagación de ondas.

Como resultado de la interpretación de las medidas se obtienen las velocidades V_p y V_s en función de la profundidad. Los valores de cada velocidad obtenidos en ambos ensayos se representaron en una misma gráfica. Estas gráficas se incluyen en la Figura 16.

Cabe recordar que el origen de profundidades para las medidas se fijó en la boca del sondeo, es decir, en la superficie de la plataforma (Figura 14).

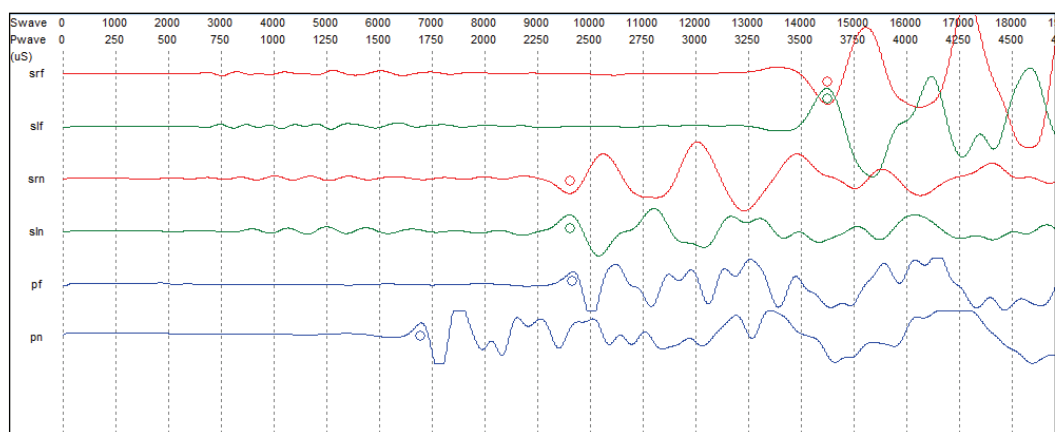


Fig. 15 – Señales analizadas en el ensayo PSLogging 1 para la profundidad de 21 m. Los registros en rojo corresponden a las ondas de tipo S medidos en cada sensor para un sentido de golpeo, en verde para el golpeo en sentido contrario y en azul las señales de ondas tipo P en cada sensor.

Aparecen también representados, con puntos sobre las señales, los tiempos de llegada interpretados en cada registro para el cálculo de velocidades.

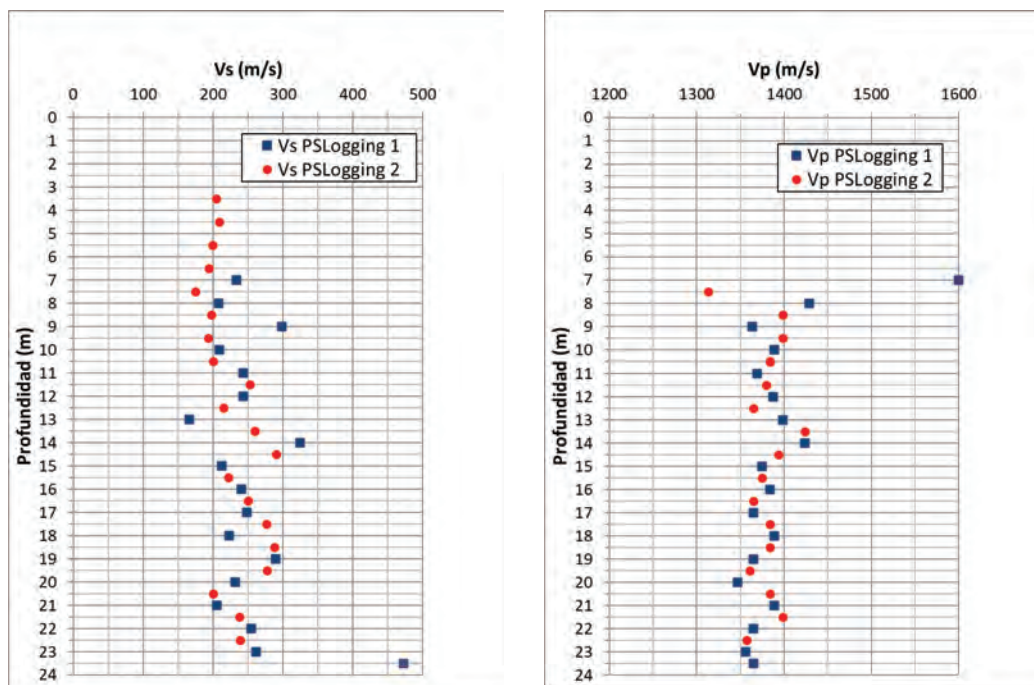


Fig. 16 – Representación gráfica de los valores de velocidad, V_p y V_s , interpretados a partir de los ensayos con sonda de registro PS PSLogging 1 y PSLogging 2.

Respecto a los valores obtenidos cabe comentar los siguientes aspectos y aclaraciones:

- En el ensayo PSLogging 1, las señales registradas desde los 6 m hacia arriba no permitieron interpretar con seguridad los valores de velocidad. No obstante, tras modificar algunos

parámetros de medida para la ejecución del ensayo PSLogging 2, sí que se pudieron obtener esos valores para el caso de V_s . Por contra, no fue posible registrar una señal de onda P en el sensor lejano lo suficientemente clara como para obtener valores de esta velocidad en este rango de profundidades. Este hecho podría estar relacionado con un cambio en las características del material.

- A pesar de lo comentado en el punto anterior, para la profundidad de 2,5 m no se pudo obtener un valor de velocidad. Según la experiencia en otros trabajos, este hecho es relativamente habitual, ya que la onda generada por el sistema cuando la sonda está cerca de la superficie puede sufrir rebotes en la superficie libre del agua de la boca del sondeo, dando lugar a registros de señales difícilmente interpretables.
- Un aspecto que pudo perjudicar la calidad de las señales en los metros más superficiales es el mal acople que probablemente existiera entre el terreno vertido para la construcción de la plataforma y la tubería de revestimiento del sondeo. Esto puede generar vibraciones del tubo cuando se efectúan los disparos de la fuente para la toma de medidas a estas profundidades, las cuales pueden introducir ruido en las señales registradas.
- Como aspectos puntuales también cabe destacar los valores obtenidos en el ensayo PSLogging 1 para V_s a 23,5 m (473 m/s) y para V_p a 7 m (1600 m/s). Se trata de valores, en principio, discordantes con la tónica general de los resultados obtenidos. No se tuvo acceso al material recuperado en el sondeo mecánico para poder comprobar si, a esas profundidades, había algún cambio visible en sus características que pudieran explicar estos valores.

4.3.2 – Ensayos dinámicos de laboratorio

4.3.2.1 – Ensayos previos de caracterización

Antes de platear y ejecutar los ensayos dinámicos de laboratorio se realizaron una serie de ensayos de caracterización de la muestra recibida. Se determinó el peso específico de partículas sólidas mediante picnómetro de Helio, la densidad máxima mediante compactación con Proctor normal y modificado, y análisis granulométrico por medio de tamizado y sedimentación.

En la Tabla 1 se recogen los resultados obtenidos de cada ensayo, y en la Figura 17 se muestra la curva obtenida tras la granulométrica completa.

Tabla 1 – Ensayos previos de caracterización.

Peso específico partículas sólidas	4,110 g/cm ³	
Densidad máxima Proctor	Proctor normal	Densidad seca máxima: 2,430 g/cm ³ Humedad óptima: 11,3%
	Proctor modificado	Densidad seca máxima: 2,520 g/cm ³ Humedad óptima: 7,9%
Granulometría	Arcilla (< 0,002 mm)	6,6%
	Limos (0,002 mm < x < 0,08 mm)	86,4%
	Arena (0,08 mm < x < 2 mm)	7,0%
	Gruesos (> 2 mm)	0%

4.3.2.2 – Corte directo simple cíclico

Los ensayos de corte directo simple cíclico (CDSC) se realizaron sobre probetas fabricadas en el laboratorio a partir de una mezcla de material (residuo) seco y agua similar a la que se tiene *in situ* en el momento del vertido, esto es, tal y como se indicó en el apartado 4.1, con una proporción de masa sólida en peso en torno al 70 %. Esto significaba tener un material de partida muy fluido con el que fabricar una probeta con las dimensiones necesarias y en las condiciones de partida del ensayo impuestas. Una parte fundamental de este trabajo, que además supuso un reto, fue desarrollar una metodología para fabricar las probetas y poder montarlas en el equipo de ensayo.

Después de probar varios procedimientos, las probetas se fabricaron utilizando un molde edométrico recrecido en previsión de la pérdida de altura que podría causar por la consolidación del material de partida, y tener margen suficiente al acabar la consolidación para tallar la probeta con la altura necesaria para montar en el equipo de ensayo. Se vertía la mezcla en el molde y se instalaba en una prensa independiente al equipo de corte para llevar a cabo la consolidación, de manera lenta y hasta una tensión vertical algo inferior a la que se fijará en el ensayo (Figura 18). Después de esto se desmoldaba y se tallaba a las medidas necesarias para introducirla en la membrana impermeable (Figura 19). Por último, se instalaba en el equipo y se terminaba de consolidar a la tensión requerida antes de ejecutar el ensayo cíclico.

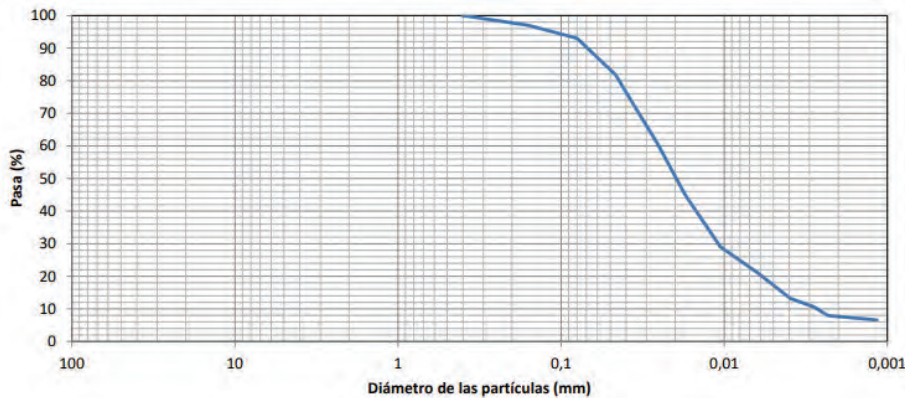


Fig. 17 – Curva granulométrica obtenida por tamizado y sedimentación.



Fig. 18 – (Izquierda) Vertido de la mezcla de material y agua en el molde edométrico recrecido. (Derecha) Consolidación estática en una prensa independiente al equipo de corte.

Se realizaron varios ensayos sobre probetas con una concentración de sólidos, en peso, del 70 % y del 64 %; y también sobre probetas fabricadas bajo las condiciones de Proctor modificado. Los ensayos se ejecutaron a volumen constante siguiendo la norma ASTM D8296-19.

Las tensiones verticales de consolidación fijadas fueron de 73, 146 y 292 kPa. Y las tensiones cíclicas de corte se definieron a partir de varios valores del parámetro CSR (*Cyclic Stress Ratio*), que se define como el cociente entre la tensión cíclica de corte y la tensión vertical aplicada, y siempre según una señal de tipo sinusoidal con frecuencia de 1 Hz. El ensayo cíclico se daba por finalizado cuando ocurría la pérdida prácticamente total de la tensión normal aplicada al inicio, lo que significa la licuefacción de la probeta, o cuando se superaran los 1000 ciclos aplicados sin que se produjera dicha pérdida total.

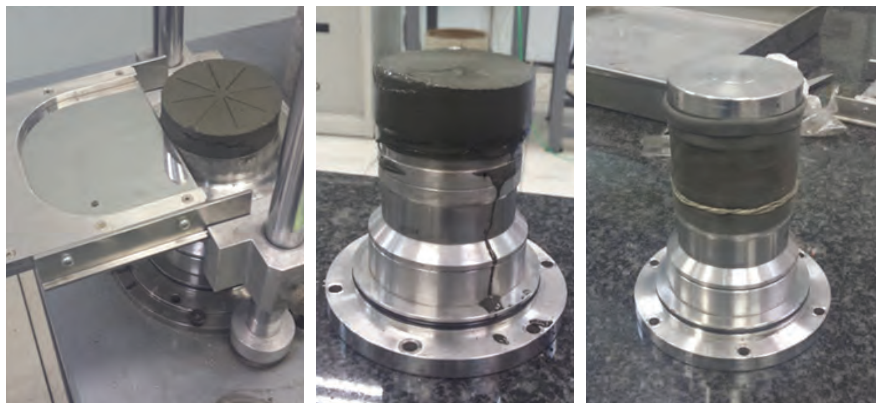


Fig. 19 – Proceso de tallado de la probeta resultante tras la consolidación, e instalación dentro de la membrana impermeable sobre el pedestal para su montaje en el equipo de corte.

De entre todos los ensayos realizados, aquí se mostrarán algunos resultados de los ejecutados sobre las probetas fabricadas con las condiciones de Proctor modificado, consolidadas bajo una tensión de 292 kPa y ensayadas cíclicamente con un CSR de 0,25 y con CSR de 0,15.

De cada ensayo se incluyen las gráficas de los ciclos de histéresis (relación entre la tensión y la deformación tangenciales), la variación de la tensión vertical con el número de ciclos y del módulo G y amortiguamiento en función de la deformación. La Figura 20, Figura 21, Figura 22 y Figura 23, corresponden al ensayo con CSR de 0,15; y la Figura 24, Figura 25, Figura 26 y Figura 27, corresponden al ensayo con CSR de 0,25.

Algunos comentarios que pueden hacerse a raíz de estos resultados son:

- En el ensayo con CSR = 0,15 se tiene pérdida parcial de tensión vertical, pero se superan los 1000 ciclos aplicados sin que llegue a perderse completamente. Por tanto, se considera que no se llega a la licuefacción de la probeta. En el ensayo con CSR = 0,25, donde la tensión tangencial aplicada en cada ciclo es mayor, sí que se llega a la licuefacción de la probeta, alcanzándose una deformación tangencial del 15 % (medida entre picos) en el ciclo 14.
- Tal y como se indica en la norma (ASTM D8296-19, 2019), a partir de la variación de la tensión vertical durante el ensayo cíclico a volumen constante se podría obtener la variación de la presión intersticial en un ensayo no drenado sobre muestra saturada. En concreto, la disminución de la tensión vertical experimentada sería equivalente al aumento de la presión intersticial.
- En el ensayo con CSR = 0,15 la deformación tangencial alcanzada es considerablemente menor, obteniéndose módulos de rigidez mayores, que en el ensayo con CSR = 0,25.

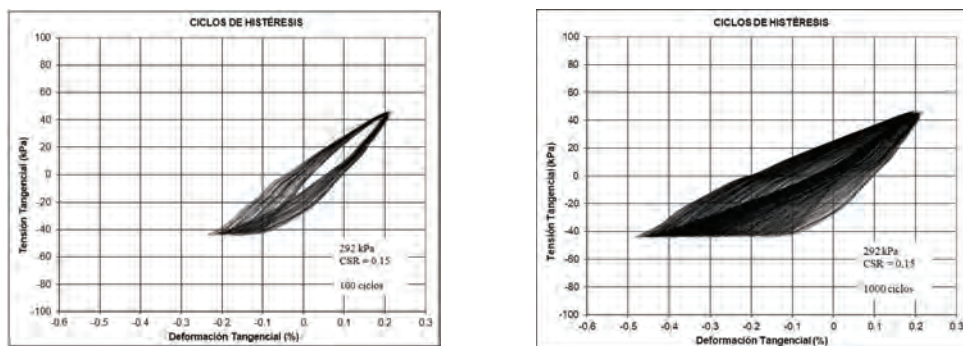


Fig. 20 – (Izquierda) Representación de los 100 primeros ciclos de histéresis registrados en el ensayo con CSR = 0,15. (Derecha) Representación de los 1000 primeros ciclos de histéresis registrados en el ensayo con CSR = 0,15.

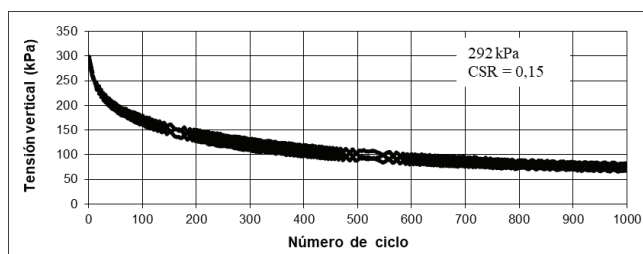


Fig. 21 – Pérdida de tensión vertical con la aplicación de los sucesivos ciclos con CSR = 0,15.

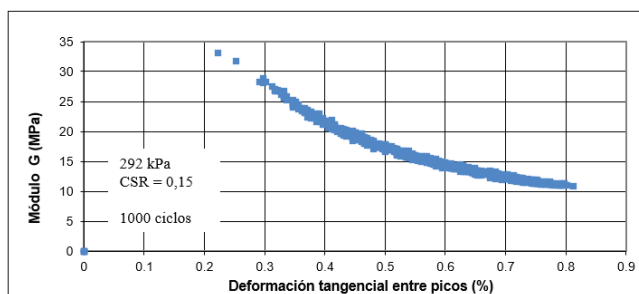


Fig. 22 – Módulo G en función de la deformación obtenidos en el ensayo cíclico con CSR = 0,15.

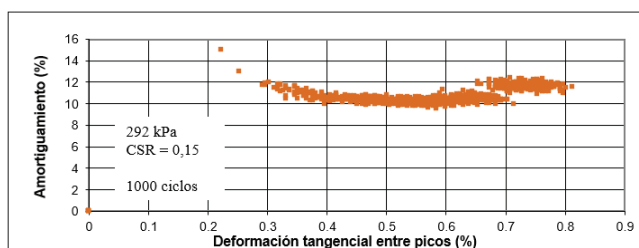


Fig. 23 – Amortiguamiento en función de la deformación obtenidos en el ensayo cíclico con CSR = 0,15.

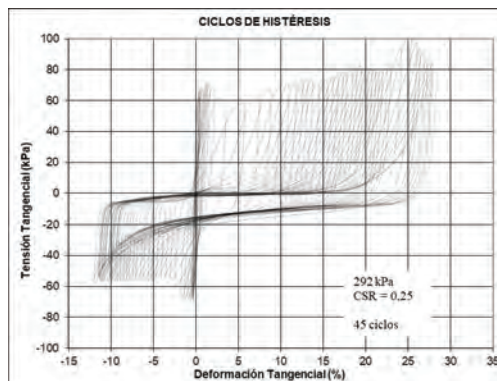


Fig. 24 – Representación de los 45 primeros ciclos de histéresis registrados en el ensayo con $CSR = 0,25$.

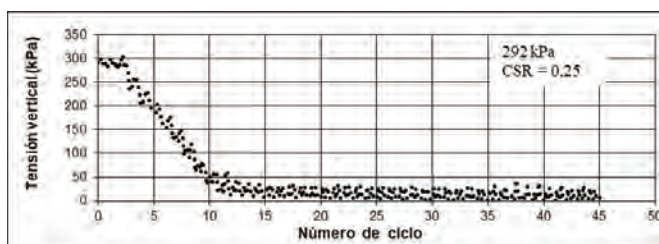


Fig. 25 – Pérdida de tensión vertical con la aplicación de los sucesivos ciclos con $CSR = 0,25$.

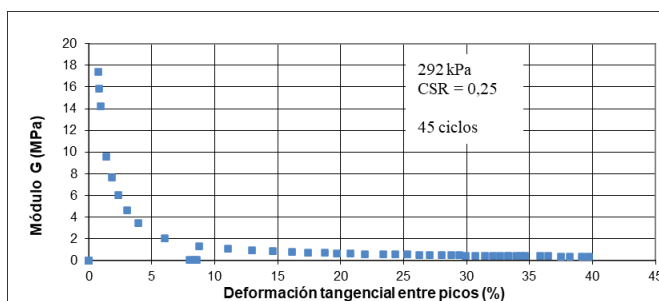


Fig. 26 – Módulo G en función de la deformación obtenidos en el ensayo cíclico con $CSR = 0,25$.

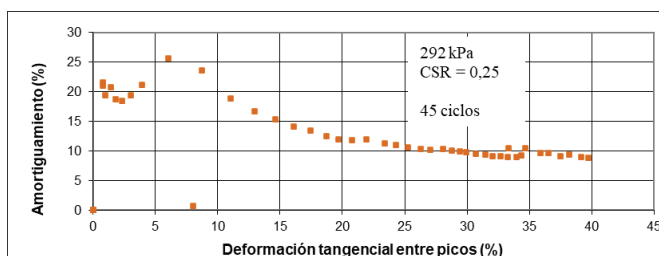


Fig. 27 – Amortiguamiento en función de la deformación obtenidos en el ensayo cíclico con $CSR = 0,25$.

4.3.2.3 – Columna resonante

Se llevó a cabo un ensayo de columna resonante sobre una probeta compactada estáticamente hasta la densidad del Proctor modificado, y con una humedad del 14% para llegar a la saturación. Su fabricación se llevó a cabo de manera similar a lo expuesto en el apartado anterior, solo que en este caso se utilizó un molde, también recrecido en altura, de otras dimensiones para alcanzar el tamaño requerido de probeta. En la Figura 28 se muestra una fotografía del proceso de consolidación en la prensa, y de la probeta ya preparada para el ensayo.

Se aplicaron sucesivamente las mismas presiones efectivas: 73 kPa, 146 kPa y 292 kPa; con las que se realizaron los ensayos de CDSC. Para las dos primeras presiones de confinamiento, 73 kPa y 146 kPa, se obtuvieron únicamente las medidas correspondientes a la mínima deformación posible, con el objetivo de no alterar la probeta. A la presión de 292 kPa, se realizó un ensayo completo midiendo progresivamente la frecuencia de resonancia de la probeta desde las mínimas hasta las mayores deformaciones angulares posibles.



Fig. 28 – (Izquierda) Consolidación de la mezcla material más agua en una prensa independiente. (Derecha) Probeta resultante lista para montar en el equipo de columna resonante.

En la Figura 29 se incluye los valores obtenidos del módulo de rigidez G en función de la deformación para las tres presiones efectivas configuradas.

Se pueden realizar los siguientes comentarios a partir de los resultados:

- Al aumentar la presión efectiva de confinamiento aumenta también el módulo de rigidez G , y las deformaciones que se consiguen aplicar sobre la probeta son cada vez menores.
- Todas las medidas bajo presiones de confinamiento de 73 y 146 kPa se efectuaron en el rango lineal de bajas deformaciones, pudiéndose considerar el valor de G constante en todo este rango. Esto también sucede en las medidas efectuadas a 292 kPa hasta deformaciones de $10^{-3} \%$, a partir de las cuales comienza el comportamiento no lineal.
- El rango de deformaciones cubierto en el ensayo es muy amplio, obteniéndose gran parte de lo que se conoce como curva de degradación del módulo (variación del módulo con la deformación). Se recuerda que únicamente en las medidas con presión de confinamiento de 292 kPa se realizó el ensayo aumentando progresivamente la deformación aplicada hasta el máximo posible.

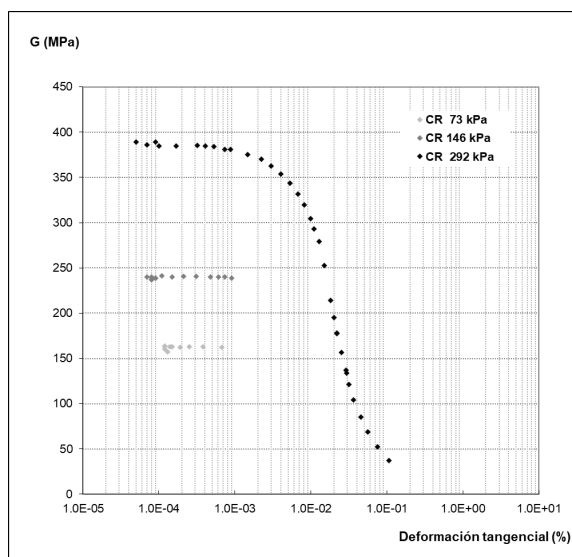


Fig. 29 – Valores de módulo G obtenidos en el ensayo de columna resonante (CR) para las tres presiones efectivas de confinamiento (73, 146 y 292 kPa).

4.3.2.4 – Elementos Bender en célula triaxial

Se realizaron ensayos con elementos Bender instalados en el interior de una célula triaxial para someter a la probeta a las condiciones de confinamiento deseadas. La probeta se fabricó mediante compactación estática hasta la densidad del Proctor modificado y con la humedad necesaria para su saturación, tal y como se realizó para los otros ensayos. En la Figura 30 se muestra la probeta fabricada tras el ensayo, y donde puede apreciarse la hendidura central debida a la hincada del elemento Bender necesaria para que se produzca una buena transmisión y recepción de las ondas.

Se tomaron medidas para la determinación de las velocidades de propagación de V_p y V_s bajo presiones de confinamiento similares a las configuradas en los otros ensayos, es decir, para 73, 146 y 292 kPa. Además, se tomó una medida inicial sin presión de confinamiento.

Tal y como se comentó en la introducción del ensayo, las medidas con elementos Bender es el método de laboratorio con el que se aplican las menores deformaciones posibles, y por tanto el método con el que pueden obtenerse los valores máximos del módulo G .

En la Tabla 2 se recopilan los valores de velocidad interpretados para las diferentes presiones de confinamiento, y en la Figura 31 se incluye la representación gráfica.

A raíz de los resultados puede comprobarse cómo a medida que se aumenta la presión de confinamiento, aumenta la velocidad de propagación de las ondas (y por tanto el módulo de rigidez G).

5 – COMBINACIÓN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Una vez disponibles todos los resultados de las distintas técnicas de laboratorio, se representaron conjuntamente algunos de ellos para comprobar su ajuste y tener una visión en conjunto. En concreto los correspondientes al módulo G en función de la deformación aplicada. Esta representación se incluye en la Figura 32. A partir de ella se comprueba que:



Fig. 30 – Probeta ensayada con elementos Bender. La hendidura central que se observa corresponde con el hincado del elemento Bender.

Tabla 2 – Valores de velocidades de propagación V_s y V_p interpretadas a partir del ensayo con elementos Bender para las distintas presiones de confinamiento.

Presión efectiva de confinamiento (kPa)	V_s (m/s)	V_p (m/s)
0	78	316
73	240	578
146	296	730
292	370	858

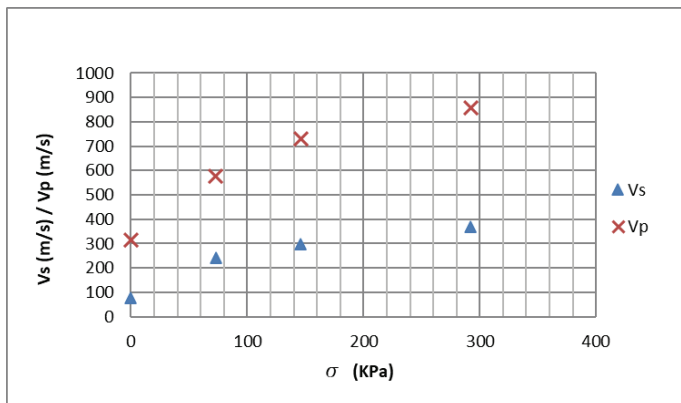


Fig. 31 – Representación de las velocidades de propagación V_s y V_p interpretadas a partir del ensayo Bender en función de la presión de confinamiento.

- Los resultados obtenidos a partir de los ensayos con presión de confinamiento de 292 kPa son consistentes, formando una curva de degradación del módulo muy completa.
- Los valores obtenidos mediante elementos Bender para las dos presiones de confinamiento menores también están acorde con los obtenidos mediante columna resonante. Hay que

indicar que, aunque los valores del módulo interpretados mediante elementos Bender se han representado para una deformación de $10^{-5} \%$, este valor hay que considerarlo como aproximado ya que no puede medirse durante el ensayo, aunque sí que será del mismo rango o menor que la mínima alcanzada en la columna resonante.

Por otro lado, se compararon los resultados de velocidad de onda S (V_s) de algunos de los ensayos de laboratorio con los obtenidos a partir de la sonda de registro PS. Teniendo en cuenta que las técnicas de campo producen sobre el terreno deformaciones muy bajas, solo podremos hacer esta comparación con los resultados procedentes de las técnicas de laboratorio en niveles de bajas deformaciones. Esto es, los correspondientes al ensayo con elementos Bender, y los valores iniciales del ensayo de columna resonante. De estos últimos se tomarán los valores de V_s en vez de los valores de G (que están directamente relacionados a través de la densidad). En cuanto a los valores de la sonda de registro PS, para efectuar la comparación se seleccionaron aquellos para una profundidad equivalente a las presiones de confinamiento configuradas en los ensayos de laboratorio. Todo ello aparece recopilado en la Tabla 3, a partir de la cual puede comentarse lo siguiente:

- Los valores de velocidad obtenidos mediante la sonda de registro PS son ligeramente inferiores a los obtenidos en laboratorio. Esto puede deberse a que el material se haya descomprimido tras la perforación del sondeo mecánico y tenga por tanto una densidad algo inferior a la del Proctor modificado considerada en los ensayos de laboratorio.
- Para explicar las pequeñas diferencias entre las medidas también hay que tener en cuenta que, si bien las deformaciones generadas en los ensayos con sonda de registro PS y elementos Bender son muy bajas, no son medibles ni controlables. En el ensayo de columna resonante, las deformaciones aplicadas pueden medirse y controlarse parcialmente y, teóricamente, estas serán algo mayores que en los otros ensayos. Por tanto, en los tres casos estamos analizando los valores para muy bajas deformaciones, pero no serán, en principio, exactamente las mismas.

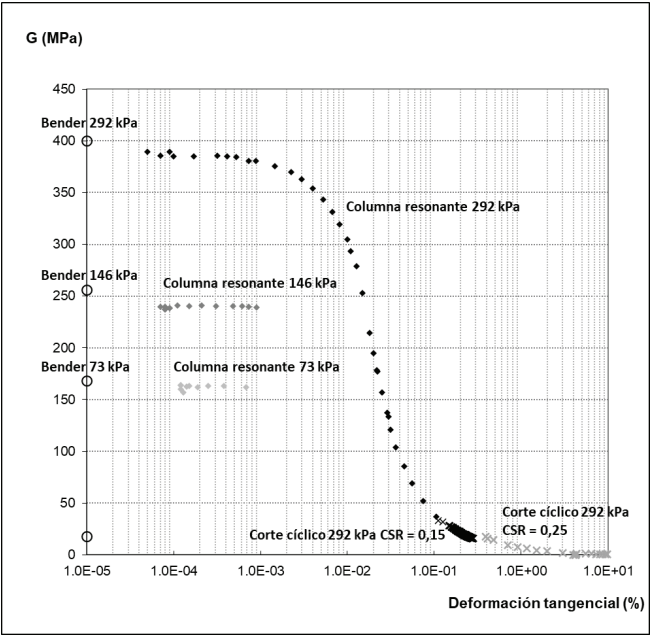


Fig. 32 – Representación conjunta de los valores del módulo G obtenidos por las diferentes técnicas de laboratorio en función de la deformación aplicada. Se indica la denominación del ensayo y la presión de confinamiento configurada.

Tabla 3 – Comparación de los valores de velocidad V_s obtenidos con la técnica de campo de registro con sonda PS, y las técnicas de laboratorio de columna resonante y elementos Bender.

Presión / Profundidad equivalente	V_s Sonda registro PS	V_s Columna resonante	V_s Elementos Bender
73 kPa / 3,5 m	210 m/s	237 m/s	240 m/s
146 kPa / 7,0 m	240 m/s	288 m/s	296 m/s
292 kPa / 14,0 m	325 m/s	366 m/s	370 m/s

6 – RESUMEN Y CONCLUSIONES

La caracterización dinámica de los suelos es esencial para el estudio de su comportamiento bajo sollicitaciones de tipo cíclico, ya sean de origen natural o generadas por la actividad del hombre. Este comportamiento depende del nivel de deformación al que se ven sometidos y puede estudiarse mediante técnicas de campo y de laboratorio. Es muy recomendable emplear varias metodologías para conseguir una caracterización completa y precisa.

En el trabajo que aquí se presenta se desarrollaron ensayos de campo y ensayos de laboratorio para el estudio de relaves procedentes del depósito de residuos del yacimiento de Aguas Teñidas (Huelva) operado por Sandfire MATSA.

La técnica de campo empleada fue la toma de medidas con sonda de registro PS en el interior de un sondeo. Esta técnica geofísica de tipo sísmico permite obtener los valores de velocidad de propagación de ondas P (V_p) y ondas S (V_s) del material próximo a las paredes del sondeo en función de la profundidad. Estas velocidades están directamente relacionadas con los módulos dinámicos. Además, las características de los relaves tal y como se encuentran en depósito de residuos, son ideales para la aplicación de esta técnica geofísica, ya que está especialmente diseñada para su aplicación en el estudio de suelos blandos.

En cuanto a los ensayos de laboratorio, se realizaron ensayos de corte directo simple cíclico, columna resonante y elementos Bender instalados en célula triaxial. Estas técnicas permiten obtener valores de los módulos dinámicos en rangos de deformación complementarios para, conjugando todos ellos, obtener una curva de degradación completa. Además, se configuraron varios valores de presión de confinamiento para realizar medidas en diferentes estados de consolidación. Los ensayos que aquí se presentan son los obtenidos a partir de probetas fabricas con unas mismas condiciones iniciales, en concreto con una densidad del Proctor modificado y con una humedad correspondiente a la saturación.

Una parte fundamental para el buen desarrollo de las pruebas de laboratorio fue idear un proceso de fabricación de probetas partiendo de un material muy fluido, como corresponde al estado en el que se vierten los relaves al depósito, consolidarlo hasta la presión requerida y obtener al final unas dimensiones de probeta que permitieran su tallado para instalarlas en el equipo de ensayo. Para ello se utilizaron moldes recrecidos en altura para verter el material y consolidar la muestra en una prensa independiente.

Debido a las características de los residuos, la técnica geofísica de registro con sonda PS es un ensayo de campo muy apropiado para su estudio *in situ*, además teniendo en cuenta que necesita un único sondeo para realizarse. Esta técnica proporcionó información de prácticamente todo el espesor de material presente en el depósito. Aunque no puede medirse la deformación aplicada durante el ensayo, estas son muy bajas, menores que cualquier técnica de laboratorio. Por tanto, la información obtenida corresponde a un rango de muy bajas deformaciones.

Las técnicas de laboratorio permitieron estimar los valores de los módulos dinámicos en un amplio rango de deformaciones. Con los elementos Bender se obtuvieron los valores máximos de los módulos, esto es, para las menores deformaciones posibles en laboratorio. Con el ensayo de

columna resonante pudieron obtenerse propiedades dinámicas para un mayor rango, desde bajas hasta medias – altas deformaciones. Y, finalmente, mediante el ensayo de corte directo simple cíclico, pudo completarse la caracterización dinámica obteniendo propiedades para altas deformaciones. Se conjugaron los resultados obtenidos por los diferentes ensayos y pudo comprobarse que los valores para el módulo de rigidez concuerdan entre sí, reforzando por tanto la utilidad y conveniencia de la ejecución de distintas técnicas para generar una curva de degradación del módulo completa.

También se compararon los resultados obtenidos mediante la técnica de campo y las técnicas de laboratorio. Se compararon los valores de velocidad V_s obtenidos en el ensayo con sonda de registro PS, los obtenidos a partir del ensayo de columna resonante para las mínimas deformaciones y los medidos con elementos Bender instalados en la célula triaxial. Se pudo comprobar que estos valores, aunque presentaban pequeñas diferencias, podían considerarse del mismo orden. Por tanto, la correspondencia entre el ensayo de campo y las técnicas de laboratorio puede considerarse satisfactoria.

Como conclusión general final puede indicarse que la utilización de diferentes técnicas para la caracterización dinámica es fundamental para analizar el comportamiento dinámico del material en un amplio rango de deformaciones. Además, este análisis puede ser una herramienta muy útil para analizar también la evolución de los módulos dinámicos del material con el paso del tiempo.

7 – REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM D 4015-92 (1992, reapproved 2000). *Standard Test Methods for Modulus and Damping of Soils by the Resonant-Column Method*. Annual Book of ASTM Standards, Volume 04.08.
- ASTM D 8295-19 (2019). *Standard Test Method for Determination of Shear Wave Velocity and Initial Shear Modulus in Soil Specimens using Bender Elements*. Annual Book of ASTM Standards, Volume 04.09.
- ASTM D 8296-19 (2019). *Standard Test Method for Consolidated Undrained Cyclic Direct Simple Shear Test under Constant Volume with Load Control or Displacement Control*. Annual Book of ASTM Standards, Volume 04.09.
- Braja, M. Das; Zhe, L. (2016). *Principles of Soil Dynamics*. 3rd edition, Cengage Learning International Edition, USA.
- Galindo – Aires, R. A. (2013). *Degradación de suelos ante tensión de corte cíclica*. Lámpsakos, No. 10, pp. 43-51, Fundación Universitaria Luis Amigó, Medellín, Colombia. <https://doi.org/10.21501/21454086.933>
- Gordillo, N. O. (2011). *Aplicaciones de la Dinámica de Suelos*. Tesis Doctoral, Instituto Politécnico Nacional de México, México D.F.
- Hardin, B. O.; Drnevich, V. P. (1972). *Shear Modulus and Damping in Soils: Measurement and Parameter Effects*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Div., ASCE, Vol. 98 No. SM6, June, pp 603-624. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001756>
- Ishihara, K. (1996). *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*. Oxford University Press Inc, New York.
- Kakar, O. (2014). *Building a Framework for Predicting the Settlements of Shallow Foundations on Granular Soils Using Dynamically Measured Soil Properties*. M S Thesis, University of Texas at Austin, Austin.
- Kitsunezaki, C. (1980). *A new method of shear wave logging*. *Geophysics*. Geophysics, 45, pp. 1489-1506. <https://doi.org/10.1190/1.1441044>

- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, Inc., Upper Saddle River, New Jersey.
- Muñoz, A. J. (2017). *Manual de Laboratorio para determinar parámetros dinámicos en suelos, con el uso de los equipos: triaxial cíclico, columna resonante y elementos piezoeléctricos Bender*. Tesis Doctoral, Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Quito.
- Saran, S. (2021). *Dynamics of Soils and Their Engineering Applications*. CRC Press, Boca Ratón, Florida.
- Telford, W. M.; Geldart, L. P.; Sheriff, R. E. (1990). *Applied geophysics*. Cambridge University Press, Cambridge.
- Vucetic, M.; Dobry, R. (1991). *Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response*. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, 117 (1), pp. 89-107. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1991\)117:1\(89\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:1(89))
- Wang, B. E. (2015). *Dynamic Properties of Fine Liquefiable Sand and Calcareous Sand from Resonant Column Testing*. M. S. Thesis, University of Texas at Austin, Austin.

DESAFIOS E SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS DA ESTAÇÃO HOSPITAL SANTO ANTÓNIO DO METRO DO PORTO

Challenges and constructive solutions in Hospital Santo António station (Porto Metro)

Antony Pereira^a, Tiago Azeredo^a, Ana Carvalheira^a, Patrícia Lopes^b, Cândido Freitas^b, Inês Coelho^c

^a CJC Engenharia e Projetos, Brasil.

^b Departamento Engenharia Civil do ISEP, Politécnico do Porto, Portugal.

^c Metro do Porto, Portugal.

RESUMO – A construção da Estação Hospital Santo António, parte da linha rosa do Metro do Porto, envolveu a superação de desafios significativos. Este estudo destaca os obstáculos enfrentados durante o projeto de execução e as soluções inovadoras adotadas. De entre os inúmeros desafios enfrentados, realça-se a presença de um túnel rodoviário, a existência de uma linha de água subterrânea, a necessidade de preservação de espécies arbóreas e a minimização de perturbações nos edifícios e no trânsito. A solução adotada foi uma estrutura subterrânea composta por túneis de grande secção, poços de grande diâmetro e túneis inclinados para acesso à estação. As metodologias utilizadas, como NATM (New Austrian Tunneling Method) nos túneis e a escavação sequencial na vertical nos poços, levaram em consideração as propriedades do terreno. Destaca-se a eficácia da solução na mitigação de impactos ambientais e a possibilidade da sua adoção em futuros projetos de estruturas subterrâneas em ambientes urbanos complexos.

ABSTRACT – The construction of the Hospital Santo António station, part of the pink line of the Porto Metro, involved overcoming significant challenges. This study highlights the obstacles faced during the execution project and the innovative solutions adopted. The presence of a road tunnel, the existence of an underground watercourse, the need to preserve tree species and the minimization of disturbances on residences and traffic were the most relevant challenges. The solution adopted was an underground structure composed of large-section tunnels, large-diameter shafts, and inclined tunnels for access to the station. The methodologies used, such as NATM (New Austrian Tunneling Method) for tunnels and sequential vertical excavation for shafts, consider the terrain properties. The effectiveness of the solution in mitigating environmental impacts is noteworthy, as well as its potential for adoption in future underground structure projects in complex urban environments.

Palavras-Chave – Metro do Porto; desafios ambientais; soluções inovadoras.

Keywords – Porto Metro; environmental challenges; innovative solutions.

E-mails: antony.pereira@cjceng.com.br (A. Pereira), tiago.azeredo@cjceng.com.br (T. Azeredo), ana.sofia@cjceng.com.br (A. Carvalheira), cpl@isep.ipp.pt (P. Lopes), jcf@isep.ipp.pt (C. Freitas), ines.coelho@metrodoporto.pt (I. Coelho)

ORCID: orcid.org/0009-0009-1793-1075 (A. Pereira), orcid.org/0009-0005-0006-4092 (T. Azeredo), orcid.org/0009-0006-6287-0660 (A. Carvalheira), orcid.org/000-0001-7171-499X (P. Lopes), orcid.org/000-0001-9437-3868 (C. Freitas), orcid.org/0009-0001-6530-3702 (I. Coelho)

1 – INTRODUÇÃO

Os seres humanos usam os espaços subterrâneos há séculos. A decisão, do uso dos espaços subterrâneos, é fundamentada pela necessidade e porque as principais vantagens se sobrepõem às desvantagens na criação e ocupação dos mesmos, que, com o tempo, evoluiu de um abrigo primário para um espaço com infraestruturas e várias instalações e equipamentos.

O subsolo, normalmente, é um local difícil para construção, ambientalmente indesejável e com custo de construção superior quando comparado com a superfície. Por outro lado, pode fornecer uma melhor proteção natural contra elementos ambientais, incluindo clima destrutivo, ruído e eventos sísmicos. Ao mesmo tempo, o espaço criado para a estrutura subterrânea tem a vantagem de permitir que a superfície seja utilizada para outras funções (ITA, 2012).

A linha circular do Metro do Porto, trecho S. Bento – Casa da Música, localiza-se no eixo central da cidade do Porto, entre a Boavista e a Praça da Liberdade, proporcionando o acesso do serviço de metro às zonas da Praça da Galiza e Hospital de Santo António. Com a execução deste novo trecho, o Metro do Porto passará a fornecer acesso a instalações importantes, como o Centro Materno-Infantil do Norte e o Hospital de Santo António, assim como a escolas (Escola Secundária Infante D. Henrique e a Escola Gomes Teixeira), e ainda a equipamentos culturais como o Museu Soares dos Reis e o Palácio de Cristal. A planta da linha circular do Metro do Porto, com os seus pontos notáveis, encontra-se apresentada na Figura 1.

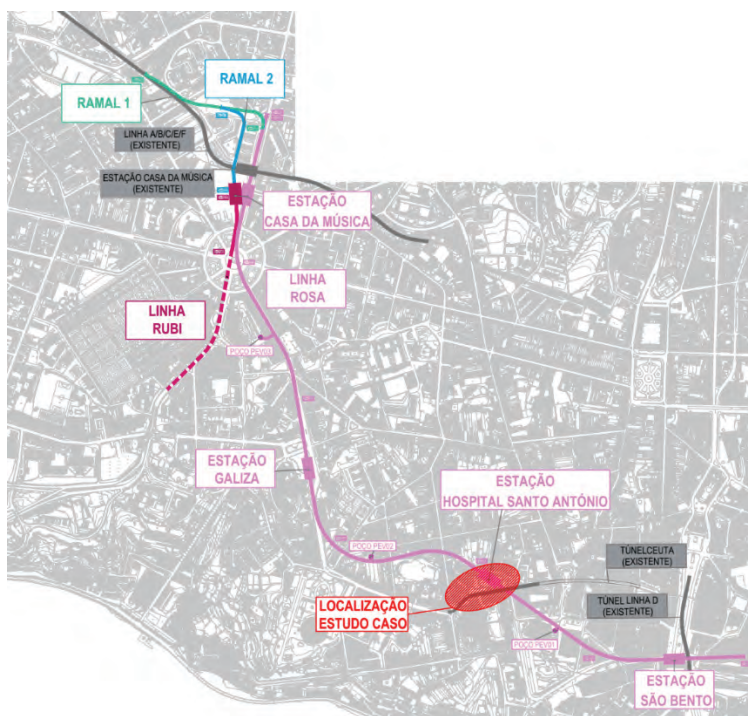


Fig. 1 – Planta com a localização do caso de estudo (adaptado de Sener/CJC/NSE, 2020).

O trajeto da linha circular tem aproximadamente 3,1 quilómetros de extensão e abrangerá a construção de quatro novas estações: Estação S. Bento, Estação Hospital de Santo António, Estação Galiza e Estação Casa da Música. Ao longo do percurso, serão construídos três poços de saída de emergência e ventilação (PEV) posicionados entre as estações para garantir condições seguras de evacuação dos passageiros, no caso de uma emergência, bem como assegurar a ventilação da linha

rosa. Além disso, haverá uma conexão técnica com as linhas A, B, C, E e F, atualmente em serviço, a partir da nova Estação Casa da Música, possibilitando a injeção e recolha diária de comboios (Sener/CJC/NSE, 2020).

A Estação Hospital Santo António (EHSA), integrante da linha rosa do Metro do Porto, é o caso de estudo do presente artigo, devido ao seu caráter arrojado e vanguardista. Dada a complexidade desta obra, a sua compreensão é relevante para a aplicação em futuras estruturas subterrâneas urbanas, especialmente pela superação de diversos condicionalismos, incluindo os ambientais.

1.1 – Localização

A EHSA localiza-se no centro do Porto e na vizinhança do hospital com o mesmo nome. A sua implantação está inserida no Jardim Carrilho Videira, também conhecido por Jardim do Carregal, que é delimitado pelas ruas Clemente Meneses, do Rosário e Doutor Tiago de Almeida (Figuras 1 e 2).



Fig. 2 – Enquadramento geográfico do Jardim do Carregal.

1.2 – Desafios enfrentados na conceção da EHSA

A implantação da EHSA enfrentou uma série de desafios que influenciaram significativamente a decisão sobre a localização dos acessos à superfície, bem como a solução e o método construtivo adotados (Pereira, 2023).

Um dos principais requisitos foi a imposição de seguir a solução do Estudo Prévio aprovado, que incluía vários elementos essenciais, como o projeto arquitetónico da estação, o estudo geológico-geotécnico e o traçado escolhido para a linha rosa.

Segundo Pereira (2023), a fase de conceção da construção da estação também foi afetada por outros condicionalismos importantes. Um deles foi o túnel de Ceuta, um túnel rodoviário que cruza o túnel da futura linha rosa imediatamente antes da estação, exigindo cuidados especiais durante a implantação da EHSA. Adicionalmente, foi necessário considerar a presença de uma linha de água subterrânea, o Rio Frio, e a importância de preservar ao máximo as espécies arbóreas do Jardim do Carregal, que possui valor histórico. Além disso, houve a necessidade de minimizar as perturbações no ambiente circundante e no trânsito durante a fase de construção.

A seguir, será apresentado, de forma sucinta, um enquadramento e as medidas adotadas para minimizar o impacto da construção da EHSA, e os principais elementos que condicionaram a sua conceção: o túnel de Ceuta, o Rio Frio e o Jardim do Carregal.

1.2.1 – Túnel de Ceuta

O túnel de Ceuta é um túnel rodoviário, inaugurado em 2006 e com aproximadamente 600 m, que faz a interligação entre a Praça de D. Filipa de Lencastre, portal nascente, e o Jardim do Carregal, portal poente, existindo nesse mesmo local uma bifurcação que continua para a rua D. Manuel II.

Conforme Sener/CJC/NSE (2021), a construção do túnel desenvolveu-se, essencialmente, com recurso à metodologia NATM em quase toda a sua extensão. Na zona mais à superfície, os portais nascente e poente foram executados com recurso a uma vala a céu aberto (método invertido) com contenção periférica constituída por uma cortina de estacas com ancoragens. Na zona da bifurcação, entre o Jardim do Carregal e a rua D. Manuel II, executou-se a escavação a céu aberto ao abrigo de uma contenção do tipo “*Berlim*”.

Devido à grande proximidade entre as estruturas, o projeto de execução, conforme Sener/CJC/NSE (2018-2024), previu a implementação de instrumentação no túnel de Ceuta, antes do início dos trabalhos de escavação da EHSA, com o objetivo de monitorizar as deformações e auxiliar na tomada de decisão, caso fosse necessário recorrer a medidas corretivas.

No relatório técnico de análise de risco de danos do túnel de Ceuta (Sener/CJC/NSE, 2021), considera-se que o túnel de Ceuta é uma estrutura contínua e confinada, com elevado grau de hiperstaticidade, e por isso, qualquer solicitação excessiva, que eventualmente venha ocorrer, será facilmente redistribuída e absorvida pelas áreas vizinhas, não se prevendo qualquer cenário de risco à estabilidade do túnel. Eventuais fissuras que possam vir a surgir podem ser tratadas e reparadas, após a conclusão das obras da EHSA, de maneira a garantir o bom desempenho do revestimento estrutural do túnel de Ceuta, ao longo da vida útil da obra.

1.2.2 – Rio Frio

A Ribeira das Virtudes, também conhecida como Rio Frio, é um curso de água que tem a sua nascente próxima à rua da Torrinha e desagua no rio Douro, nas antigas margens da praia de Miragaia. Esse vale arejado e abundantemente abastecido de água foi um fator crucial na escolha do local para a construção do Hospital Santo António. Ao longo do tempo o curso do rio passou por alterações e, atualmente, encontra-se entubado, correndo sob o túnel de Ceuta (com recurso a um sifão invertido) e sob as instalações do próprio Hospital Santo António.

O projeto de execução da Estação Hospital Santo António levou em consideração este curso de água e por isso será realizado o desvio do Rio Frio em torno da futura EHSA, na região do Jardim do Carregal e previamente ao início dos trabalhos de escavação, de modo a permitir a construção nos terrenos graníticos situados sob o leito original desta linha de água, preenchida por espessos aterros assentes e misturados nos depósitos aluvionares originais (Pereira, 2023).

1.2.3 – Jardim do Carregal

O Jardim do Carregal, situado na cidade do Porto, tem uma história rica e significativa. O primeiro desenho do jardim remonta a 1897 e foi elaborado pelo jardineiro-paisagista Jerónimo Monteiro da Costa. Este jardim, originalmente chamado Jardim Carrilho Videira, destaca-se pela singularidade de alguns de seus exemplares no contexto dos jardins da cidade. O Jardim do Carregal é provavelmente o último exemplo de Jardim Romântico do Porto com características do século XIX. A origem do seu nome está ligada à presença de uma planta gramínea, a “*carrega*”, que se desenvolvia nas margens do Rio Frio (CMP, 2024a).

O jardim é constituído por um lago de forma irregular, na parte central, e um conjunto de percursos que permitem circular por todo o espaço (Figura 3).



Fig. 3 – Planta do Jardim do Carregal (Sener/CJC/NSE/Arqpaís, 2018).

O jardim destaca-se por árvores de grande porte, como sequoias, cedros, araucárias, bétulas e plátanos. Os relvados, as plantas herbáceas e pequenos arbustos acrescentam diversidade, criando um equilíbrio harmonioso entre os diferentes tipos de vegetação (CMP, 2024b).

A preservação do Jardim do Carregal e de suas espécies arbóreas é fundamental, especialmente em contextos de desenvolvimento urbano, como a construção EHSA. A manutenção deste espaço verde tem o intuito de preservar um pedaço vital da história e da natureza da cidade do Porto, garantindo que futuras gerações possam continuar a desfrutar da sua beleza e tranquilidade. Portanto, o projeto de execução foi desenvolvido de maneira a ocupar o mínimo espaço possível na superfície, com o objetivo de minimizar o impacto negativo sobre o Jardim do Carregal, especialmente nas espécies arbóreas.

2 – ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

A cidade do Porto está estreitamente relacionada com o seu imponente maciço granítico. Esse maciço destaca-se nos afloramentos ao longo da linha costeira e nas escarpas da cidade. No entanto, as condições geotécnicas são complexas devido ao enquadramento tectónico do maciço granítico e às alterações hidrotermais e meteorização que ocorreram após a sua formação.

Entre estas rochas graníticas inclui-se o “*Granito do Porto*”, onde se enquadra a construção da linha rosa do Metro do Porto. No seu conjunto, o granito do Porto define um alinhamento NW-SE contactando a Este com rochas metassedimentares do “Complexo Xisto-Grauváquico” (CXG) e a Oeste com o Complexo Metamórfico da Foz do Douro (Noronha e Leterrier, 2000). Ao longo do tempo vários autores descreveram o granito do Porto como sendo um granito de grão médio a grosseiro, leucocrata, de duas micas.

A proximidade do granito do Porto com uma zona de deformação intensa, resultou numa extensa rede de fraturas e circulação profunda de fluidos, o que causou uma primeira alteração hidrotermal no maciço. Posteriormente, ocorreu a meteorização, influenciada pelas condições climáticas e relevo, com a correspondente infiltração de águas superficiais. A sobreposição temporal e espacial

dessas duas fases de alteração levou a um maciço granítico geralmente muito heterogéneo e geotecnicamente complexo, com padrões erráticos.

Ao longo do traçado da linha rosa do Metro do Porto, a rede de drenagem superficial original encontra-se canalizada desviando-se, frequentemente e por vezes significativamente, das linhas de talvegue originais.

A circulação da água subterrânea varia de acordo com o grau de alteração do granito. Em geral, nos níveis menos alterados, granito pouco alterado a muito alterado, observa-se uma circulação típica de um meio fraturado ao longo do maciço rochoso, que ocorre principalmente por meio de uma rede de falhas e que possibilita algum armazenamento de água, enquanto nos níveis mais alterados, granito decomposto a solo residual granítico, a circulação assemelha-se mais a um meio poroso. Nestes níveis mais alterados, as fraturas remanescentes, quando não preenchidas com argila, também podem contribuir para a circulação de água subterrânea.

No local de implantação da EHSA, os terrenos superiores, constituídos por aterros e aluviões cujo desenvolvimento acompanha a morfologia de um paleovale, no seu conjunto representam o enchimento do vale do Rio Frio e integram a unidade geotécnica G7 que atinge os 10 a 12 m de profundidade. Os aterros são arenosos e heterogéneos, incluindo blocos graníticos, níveis orgânicos e restos de entulho. Os solos aluvionares inferiores são essencialmente constituídos por areias silto-argilosas e por siltes areno-argilosos, castanhos ou cinzento-escuros (Sener/CJC/NSE, 2019a).

O granito do Porto é a litologia dominante nas zonas geotécnicas G2 a G6. A unidade G6 e G5 sucede-se à unidade G7 em profundidade. Estas zonas geotécnicas consistem em solos de alteração muito compactos e granito decomposto, respetivamente, caracterizando-se por um desenvolvimento sub-horizontal, com limites ondulados, que atinge uma profundidade de 21 a 24 m. Em algumas áreas da estação, o maciço decomposto (G5) transita para maciços graníticos muito alterados (G4). A zona geotécnica G3 ocorre abaixo da unidade G5, aparecendo ocasionalmente sob a forma de blocos pouco contínuos no seio da unidade G5. O maciço da unidade G3 é classificado como medianamente alterado, com fraturas próximas e medianamente espaçadas, oxidadas e abertas. No centro da estação, o maciço G3 evolui rapidamente para G2, caracterizado como pouco alterado. Localmente, ocorrem interseções de alinhamentos de fraturas sub-verticais, principalmente sem preenchimento, que representam zonas preferenciais de percolação e armazenamento de água no maciço rochoso (Sener/CJC/NSE, 2019a).

O nível de água posiciona-se, aproximadamente, entre os 2 m e os 9 m de profundidade.

Na Figura 4, apresenta-se um corte longitudinal da EHSA, onde está representado o perfil geológico-geotécnico nesta região.

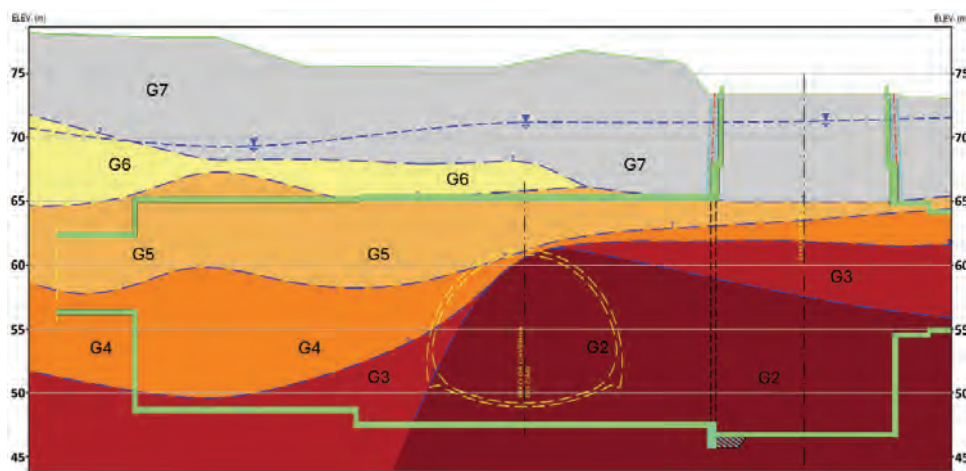


Fig. 4 – Perfil geológico-geotécnico longitudinal com a direção SW-NE da EHSA.

Conforme referenciado em Sener/CJC/NSE (2019a), nas zonas geotécnicas G7, G6 e G5 aplicam-se os conceitos da Mecânica dos Solos, sendo pouco significativa a influência das fraturas. Pelo contrário, para as zonas geotécnicas G2, G3 e G4, é necessário utilizar metodologias que considerem a estrutura descontínua do maciço rochoso. Os parâmetros geológico-geotécnicos utilizados nos cálculos do projeto de execução da EHSA estão reproduzidos no Quadro 1.

Quadro 1 – Parâmetros geológico-geotécnicos adotados para a EHSA (Sener/CJC/NSE, 2019a).

Propriedade	G2	G3	G4	G5	G6	G7
Módulo de deformabilidade (E) [MPa]	1800	1500	500	120	45	10
Peso volumico (γ) [kN/m ³]	26	24	22	20	19	19
Coesão efetiva (c') [kPa]	350	200	100	25	5	0
Ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') [°]	50	45	40	35	32	28
Coefficiente de impulso do terreno em repouso (K_0) [-]	0.70	0.70	0.50	0.40	0.35	0.55

3 – METODOLOGIA CONSTRUTIVA ADOTADA

A construção de estruturas subterrâneas é uma das áreas mais desafiadoras da engenharia civil. A necessidade de estruturas subterrâneas tem levado ao desenvolvimento de várias técnicas para a sua construção.

Segundo Cury (1978), estas técnicas poderão ser classificadas mediante o modo como são executadas, em espaço aberto e com grande impacto à superfície, denominadas por método construtivo destrutivo, ou em espaço subterrâneo e com reduzido impacto à superfície, com a designação de método construtivo não destrutivo.

A metodologia de construção de estruturas subterrâneas com recurso a vala a céu aberto (VCA) é o principal exemplo do método construtivo destrutivo.

Os métodos construtivos não destrutivos podem dividir-se em dois grupos: o método de escavação convencional (MEC), cuja escavação pode ser executada por meios mecânicos ou com recurso a explosivos e que têm como exemplo o novo método austríaco de túneis (designado por NATM - New Austrian Tunneling Method), e o método de escavação por tuneladora (MET) (Tender e Couto, 2021).

Cada uma dessas técnicas tem as suas vantagens e desvantagens e a escolha da técnica mais adequada depende das condições geológicas, das exigências do projeto e dos recursos disponíveis.

O projeto de execução da EHSA, em função dos condicionalismos presentes, adotou métodos construtivos não destrutivos utilizando o MEC.

A conceção construtiva e estrutural da EHSA assentou em análises numéricas rigorosas, realizadas com recurso, principalmente, a dois programas de cálculo: o FLAC2D e o SAP2000. Estes programas permitiram caracterizar o comportamento do maciço e das estruturas de suporte em diferentes fases da obra, com o objetivo de garantir a segurança e a eficiência das soluções adotadas.

O FLAC2D, desenvolvido pela Itasca Consulting Group, é uma ferramenta bidimensional baseada no método das diferenças finitas, particularmente eficaz para simular a escavação em solos e rochas. A sua aplicação foi essencial para considerar a sequência construtiva, as características geomecânicas do maciço e as soluções de suporte previstas para os poços e túneis. A modelação axissimétrica permitiu atingir três objetivos principais:

1. Estimar as deformações induzidas no maciço envolvente às estruturas subterrâneas.
2. Avaliar a estabilidade local e global durante as diferentes fases de escavação.

3. Determinar os impulsos transmitidos pelo terreno á estrutura de suporte dos poços e túneis.

Os resultados obtidos no FLAC2D, nomeadamente os impulsos do maciço (ponto 3), serviram como dados de entrada para a modelação tridimensional realizada no SAP2000, desenvolvido pela Computers and Structures Inc. Este programa, baseado no método dos elementos finitos, foi utilizado para avaliar os esforços atuantes e as deformações nos revestimentos provisórios e definitivos das estruturas subterrâneas. Com base nestas análises, foi possível dimensionar com precisão os elementos estruturais, assegurando a sua integridade ao longo de todas as fases construtivas (Sener/CJC/NSE, 2019b).

3.1 – Técnicas construtivas

Conforme Sener/CJC/NSE (2019b), as técnicas construtivas escolhidas variam para cada parte da EHSA, sendo possível identificar três partes distintas:

1. A estação subterrânea, composta por duas galeria de grande dimensão e por dois túneis inclinados. Esta estrutura realiza-se segundo a metodologia NATM e localiza-se ao longo do Jardim do Carregal.
2. Dois poços de ataque à estação executados utilizando o método sequencial na direção vertical (MSV). O primeiro, com formato elíptico, situa-se próximo à rua Clemente Meneres. O segundo possui geometria circular e localiza-se no canto sudeste do Jardim do Carregal.
3. A ligação dos acessos nascente e poente, à superfície, construída por meio de uma pequena vala a céu aberto. Os acessos encontram-se nas ruas Clemente Meneres e na junção das ruas Clemente Meneres, do Rosário e Doutor Tiago de Almeida, respetivamente.

Na Figura 5 apresenta-se a implantação da EHSA no interior do Jardim do Carregal.



Fig. 5 – Implantação da EHSA - imagem base: Google Earth® (2024).

3.1.1 – Metodologia NATM

Segundo Karakus e Fowell (2004), desde o início do século XIX, as técnicas de construção de túneis têm evoluído continuamente, culminando com a apresentação do "New Austrian Tunneling Method" - NATM por Rabcewicz em 1962 no XIII Colóquio de Geomecânica em Salzburgo, sendo reconhecida internacionalmente dois anos mais tarde e usado em todo o mundo até hoje.

O NATM é um método de escavação com suporte mínimo, que depende do tipo de rocha ou solo circundante, para sustentar o túnel, porque considera que o maciço na zona envolvente do túnel contribui para a própria sustentação. Portanto, é necessário permitir a deformação do maciço de forma a mobilizar a máxima resistência possível. No entanto, deve-se garantir que o maciço não sofra grandes alterações das suas características geotécnicas evitando deformações excessivas ou o colapso. Tendo em conta o anteriormente referido, é necessário que o suporte primário seja colocado imediatamente após a escavação. Isso permite aproveitar o efeito de arco criado pela escavação no maciço e garante a segurança dos trabalhadores durante as operações de construção (Moreira, 2006).

O NATM, também designado por método de escavação sequencial, envolve a escavação do solo ou rocha, usando explosivos ou com recurso a meios mecânicos, como escavadora giratória com balde, martelo hidráulico ou fresa. Depois da escavação estar concluída, o suporte é instalado normalmente com recurso a cambota metálica, treliçada ou em perfil tipo H, ou noutro tipo de perfil, ou ainda a pregagens expansivas, tipo “swellex”, em conjunto com malha eletrosoldada. O suporte provisório é concluído com um revestimento de betão projetado, a que pode ser adicionado fibras metálicas ou de polipropileno, que cria um sustimento provisório durável. Na sequência, a escavação continua para a próxima secção do túnel.

Poderá existir a necessidade de, previamente ao avanço da escavação, realizar um tratamento de contorno e de frente do túnel, para melhorar ou reforçar o terreno circundante, e desta maneira permitir uma maior estabilidade da frente de obra, no momento da escavação, e uma diminuição da deformação do maciço associada ao avanço dos trabalhos. Usualmente, é realizado na soleira dos túneis, após alguns metros de avanço e em condições geológicas-geotécnicas menos competentes, a execução de um “arco invertido” concordante com a geometria do túnel, constituído por betão projetado e malha eletrosoldada. O suporte definitivo em betão armado, normalmente com a inclusão de um sistema de impermeabilização, será aplicado após a construção do túnel e tem como principal objetivo garantir a estabilidade da obra ao longo do tempo.

O NATM é amplamente versátil, podendo ser aplicado numa variedade de geometrias e dimensões de estruturas subterrâneas. Esta flexibilidade permite a adaptação do método às especificidades de cada projeto. Quando há a necessidade de criar estruturas subterrâneas de grandes dimensões, é possível parcializar a secção transversal, ajustando-a conforme os requisitos do projeto.

3.1.2 – Metodologia MSV

Para Pereira (2023), a transposição do método de escavação sequencial na horizontal (NATM) para a direção vertical, para construção de estruturas subterrâneas verticais, em particular poços de grande diâmetro, parece uma transformação simples, pois aproveita toda a sabedoria do NATM, que foi utilizada e testada com sucesso em vários projetos ao longo dos anos e em várias partes do mundo, para além de que beneficia do efeito de arco para obter uma solução geotécnica otimizada, em que o maciço é uma parte colaborante no revestimento provisório. Contudo, apesar das aparentes vantagens do uso do método sequencial na direção vertical (MSV), existem poucos exemplos da aplicação dessa técnica, quando comparado com outras metodologias.

O MSV envolve a escavação de uma secção do terreno, ao longo do perímetro da estrutura, com uma determinada altura, seguida pela instalação de um revestimento provisório. Em seguida, a escavação continua na secção seguinte e o processo é repetido até que um nível do poço, com uma determinada altura, esteja concluído. Os trabalhos prosseguem para o nível seguinte até que a profundidade desejada do poço seja alcançada (Pereira, 2023).

Conforme descrito por Cortizo (2015), os poços de grande diâmetro, executados pelo MSV, começaram a ser implementados a partir da década de 80 com um revestimento primário constituído por cambotas metálicas e betão projetado. A engenharia brasileira contribui, de forma significativa, com uma abordagem mais ligeira do MSV recorrendo a betão projetado e malha eletrosoldada como revestimento provisório. Esta abordagem, após a sua aplicação, verifica-se ser também estruturalmente segura, altamente hiperestática e económica para diversos tipos de maciço.

Independentemente do tipo de revestimento provisório utilizado, observa-se que o MSV oferece maior liberdade arquitetónica para o uso do espaço, em comparação com valas a céu aberto. Esta metodologia permite executar poços de grande diâmetro singulares ou múltiplos.

No contexto de Portugal, o MSV foi introduzido praticamente ao mesmo tempo nas obras do Metro do Porto e do Metro de Lisboa, graças à intervenção de uma empresa de projeto brasileira, a CJC Engenharia e Projetos (Gomes, 2008). Na Figura 6 apresenta-se, como exemplo de poços de grande diâmetro múltiplos conjugados, a Estação da Reboleira do Metro de Lisboa durante a fase de construção.



Fig. 6 – Construção da Estação da Reboleira do Metro de Lisboa (CJC, 2017).

3.2 – Configuração geométrica e estratégia de execução das estruturas

A estação, totalmente subterrânea e com um recobrimento mínimo de 11 m, será composta por duas galerias de grandes dimensões, interligadas num ângulo de 66 graus (similar a uma cruz de Santo André), com um poço de grande diâmetro em cada extremidade. O acesso à estação será feito por meio de dois túneis inclinados (Sener/CJC/NSE, 2019b).

3.2.1 – Caverna de Cais

A primeira caverna, denominada “*Caverna de Cais*” (CC), estende-se por aproximadamente 61 m, abrangendo uma área escavada com cerca de 172 m². Na sua secção transversal, a CC possui uma largura de 18 m e atinge uma altura máxima de escavação de 12 m, conforme Figura 7.

A metodologia executiva, foi concebida em escavação sequencial, com passos de avanço de 1 m e escavação em secção *side-drift*, alargamento da abóbada e rebaixo. O sistema de suporte provisório será em betão projetado armado com cambotas treliçadas de aço e malhas eletrosoldadas de aço (Figura 8).

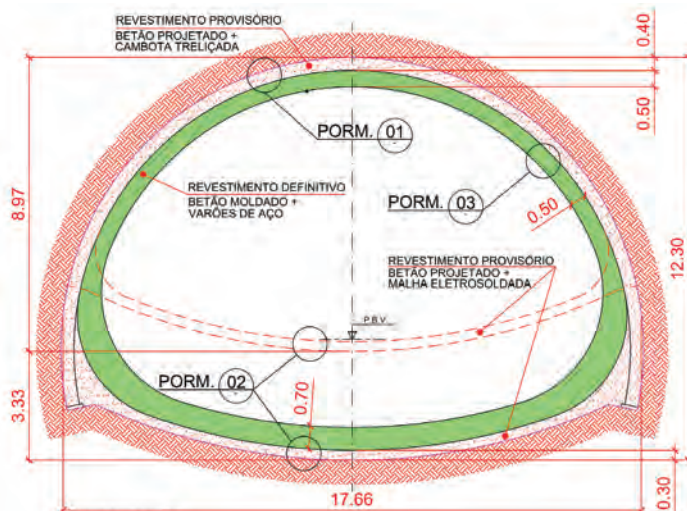


Fig. 7 – Secção transversal da CC (adaptado de Sener/CJC/NSE, 2018-2024).

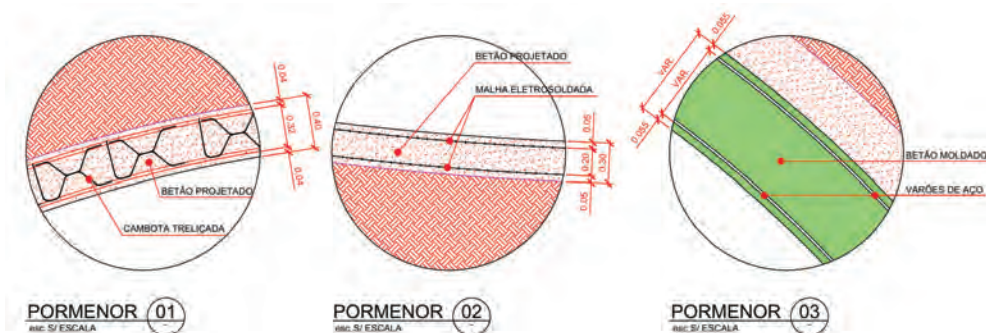


Fig. 8 – Pormenores da CC e da CM (adaptado de Sener/CJC/NSE, 2018-2024).

Devido à presença de terrenos deformáveis e de baixa resistência mecânica, foram previstos tratamentos de abóbada e de frente. O controlo de águas subterrâneas será realizado através de geodrenos eventuais, concebidos para aliviar as pressões hidrostáticas no revestimento provisório, com o mínimo rebaixamento do nível freático. A galeria será totalmente impermeabilizada com recurso a uma geomembrana de PVC de 2,0 mm de espessura, tornando a galeria totalmente estanque. O revestimento definitivo será em betão moldado armado com varões de aço (Sener/CJC/NSE, 2019b).

3.2.2 – Poço de saída de emergência

No extremo sudeste da CC encontra-se o poço de saída de emergência (PSE). O PSE possui uma configuração circular, com um diâmetro médio de escavação de cerca de 24 m (correspondendo a uma área de aproximadamente 450 m²) e alcançando uma profundidade de sensivelmente 27 m (Figura 9).

A abordagem construtiva para o PES foi concebida segundo a metodologia MSV, com passos de avanço de 1 m de altura e escavação parcializada em planta. O sistema de suporte provisório será em betão projetado armado com malhas eletrosoldadas de varões de aço. Devido à presença de

materiais superficiais caracterizados como G7 foram previstos tratamentos de contorno com recurso a colunas secantes de *jet-grouting* de 0,80 m de diâmetro, sendo executadas com espaçamento de 0,65 m e até a profundidade aproximada de 12 m. O controlo das águas subterrâneas será realizado através de uma malha de geodrenos curtos, concebidos para aliviar as pressões hidrostáticas no revestimento provisório. Esse sistema de controlo de águas é adequado para estes maciços que apresentam permeabilidades médias a baixas. O poço será totalmente impermeabilizado com uma geomembrana de PVC de 2,0 mm de espessura, tornando-o totalmente estanque. O revestimento definitivo será em betão moldado armado com varões de aço (Sener/CJC/NSE, 2019b).

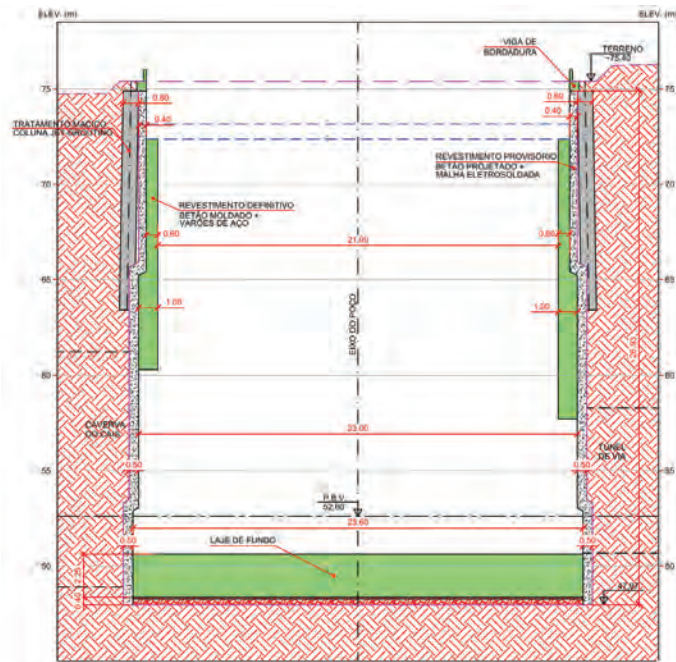


Fig. 9 – Secção geométrica longitudinal do PSE (adaptado de Sener/CJC/NSE, 2018-2024).

3.2.3 – Caverna Mezanino

A segunda caverna, chamada “Caverna Mezanino” (CM), estende-se por aproximadamente 62 m, ocupando uma área escavada de cerca de 260 m². Na sua secção transversal, aproximadamente, a CM apresenta uma largura máxima de escavação de 20 m e atinge uma altura máxima de escavação de 17 m (Figura 10).

O procedimento executivo adotado baseia-se numa escavação sequencial (NATM), com avanços de 1 metro, recorrendo à escavação em secção *side-drift*, seguida do alargamento da abóbada e de duas fases de rebaixo. O sistema de suporte provisório será constituído por betão projetado complementado com cambotas treliçadas e malhas eletrosoldadas em aço (Figura 8). Atendendo à presença de terrenos deformáveis e com baixa resistência mecânica, estão previstos tratamentos específicos ao nível da abóbada e da frente de escavação. O controlo das águas subterrâneas será efetuado através da instalação de geodrenos, concebidos para alívio das pressões hidrostáticas sobre o revestimento provisório, procurando minimizar o rebaixamento do nível freático. A galeria será integralmente impermeabilizada com uma geomembrana de PVC de 2,0 mm de espessura, garantindo a sua total estanquicidade. O revestimento definitivo será executado em betão moldado, armado com varões de aço (Sener/CJC/NSE, 2019b).

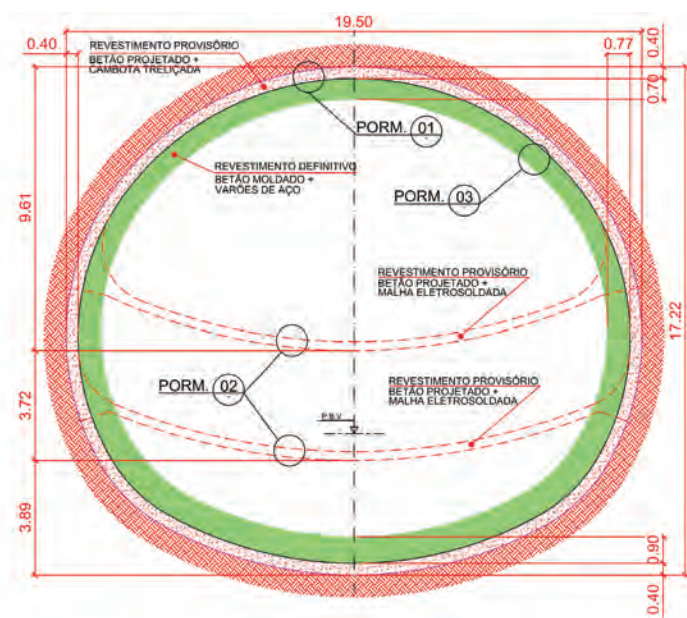


Fig. 10 – Secção transversal da CM (adaptado de Sener/CJC/NSE, 2018-2024).

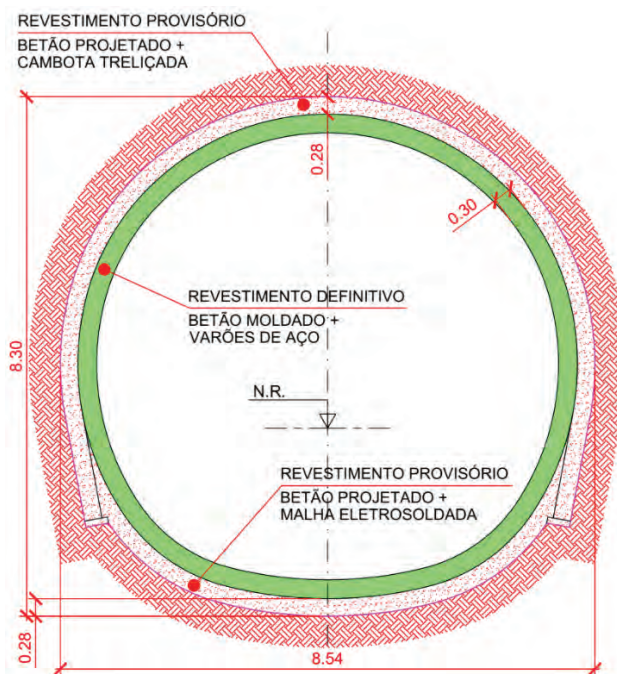
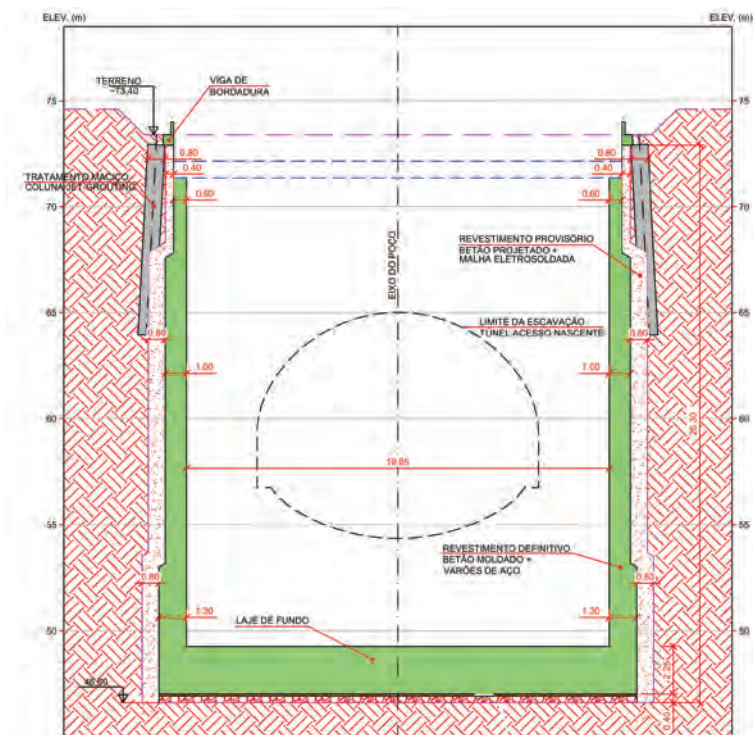
3.2.4 – Poço do elevador

No extremo nordeste da CM encontra-se o poço do elevador (PE). O PE possui uma forma elíptica, com uma largura média de escavação de aproximadamente 23 m no eixo maior e 18 m no eixo menor (o que corresponde a uma área aproximada de 325 m²) e possui uma profundidade de cerca de 27,5 m (Figura 11).

A metodologia executiva prevista para o PE foi concebida de acordo com o método MSV, com avanços verticais de 1 m e escavação parcializada em planta. O suporte provisório será constituído por betão projetado armado, reforçado com malhas eletrosoldadas de varões de aço. Face à presença de materiais superficiais classificados como G7, foram previstos tratamentos de contorno através da execução de colunas secantes de *jet-grouting* com 0,80 m de diâmetro, espaçadas a 0,65 m e com profundidade aproximada de 10 metros. O controlo das águas subterrâneas será assegurado por uma malha de geodrenos curtos, concebidos para alívio das pressões hidrostáticas sobre o revestimento provisório. Este sistema é particularmente adequado a maciços com permeabilidades médias a baixas. O poço será integralmente impermeabilizado com uma geomembrana de PVC com 2,0 mm de espessura, assegurando a sua total estanquicidade. O revestimento definitivo será executado em betão moldado, armado com varões de aço (Sener/CJC/NSE, 2019b).

3.2.5 – Túneis de acesso

A partir do PE, haverá a conexão com a superfície por meio da execução do túnel de acesso nascente (TAN). Este túnel terá uma extensão aproximada de 25 m e sua secção transversal será variável. No início, no sentido poço-superfície, a secção de escavação será maior, abrangendo cerca de 130 m², com uma altura de 10,5 m e largura de 15 m. No final do túnel, a secção de escavação diminuirá para aproximadamente 57 m², possuindo uma altura de 8,3 m e largura de 8,5 m, conforme Figura 12.



A partir da extremidade sudoeste da CM, será estabelecida uma ligação com a superfície através da construção do túnel de acesso poente (TAP). Com uma extensão aproximada de 70 m, esse túnel apresentará uma secção de escavação única, com cerca de 57 m² de área, altura de 8,3 m e largura de 8,5 m (Figura 12). Ambos os túneis de acesso serão finalizados, para ligação à superfície, com recurso a uma vala a céu aberto (Sener/CJC/NSE, 2019b).

O projeto de execução dos túneis de acesso segue o modelo das cavernas, com a mesma escavação sequencial, estrutura de suporte em betão projetado armado, definição de tratamentos do maciço, controlo da água com recurso a geodrenos, impermeabilização com geomembrana de PVC e revestimento em betão armado.

Nas Figuras 13 e 14 é apresentada uma modelação tridimensional para melhor visualização dos elementos da EHSA.

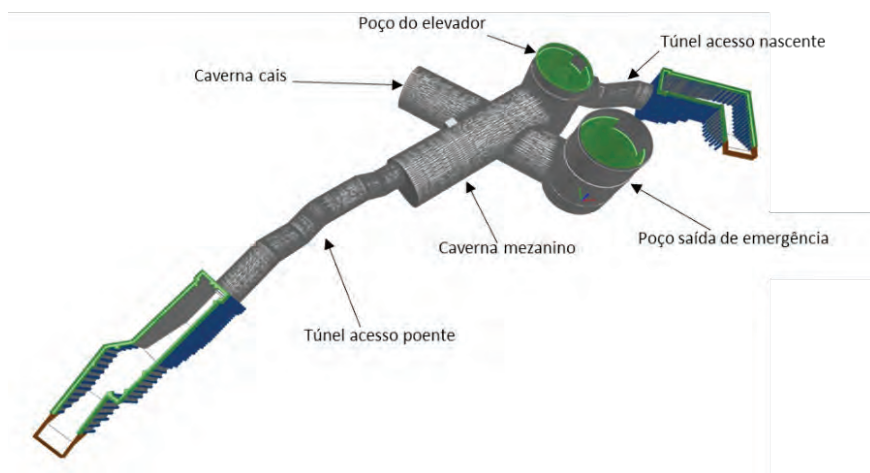


Fig. 13 – Modelação tridimensional da EHSA. Vista SW-NE (Pereira, 2023).

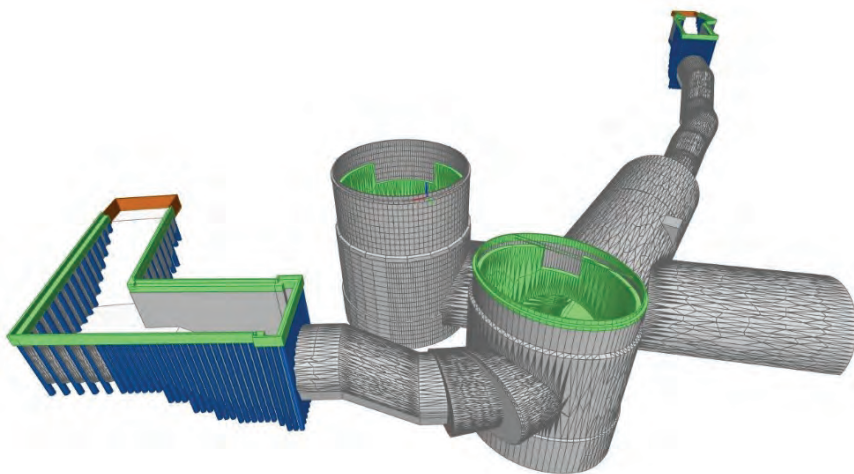


Fig. 14 – Modelação tridimensional da EHSA. Vista NE-SW.

4 – SEQUÊNCIA EXECUTIVA

4.1 – Trabalhos preparatórios

Antes do início efetivo da obra, foram meticulosamente executados uma série de trabalhos preparatórios. Estes preparativos eram essenciais para viabilizar a construção da estação e incluíam as seguintes tarefas:

- Alteração dos percursos do trânsito rodoviário local: para acomodar as futuras obras da estação, houve a necessidade de ajustar as rotas locais de tráfego rodoviário, garantindo a segurança e fluidez do trânsito na região.
- Montagem de estaleiro incluindo a instalação da vedação e barreiras acústicas, quando aplicável, no perímetro da obra.
- Remoção de água, limpeza e demolição da estrutura do lago do Jardim do Carregal.
- Aplicação de medidas de proteção nas espécies arbóreas, transplante de nove espécies e abate de um exemplar (*Acer pseudoplatanus*). Este espécime, dado a importância do exemplar, foi derrubado na presença de um escultor com objetivo de criação de uma escultura com o material resultante do abate.
- Realização de campanha de sondagens arqueológicas: para preservar o patrimônio arqueológico da área foram realizadas sondagens arqueológicas para identificar e documentar quaisquer vestígios históricos, antes do início das escavações.
- Instalação do sistema de instrumentação geotécnica no maciço e estruturas adjacentes (incluindo no túnel de Ceuta).
- Execução do desvio de infraestruturas (elétricas, telecomunicações, abastecimento de água, redes águas pluviais, redes águas residuais), incluindo o desvio do Rio Frio (Figura 15).

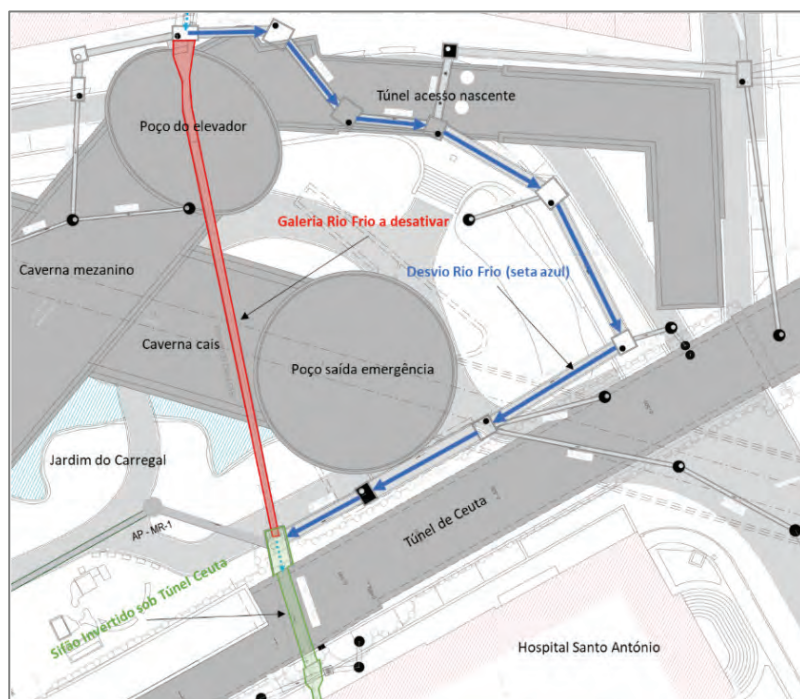


Fig. 15 – Planta do desvio Rio Frio (Pereira, 2023).

Para viabilizar a construção da estação, foi essencial realizar o desvio controlado do Rio Frio antes do início dos trabalhos, de modo a direcionar o curso do rio ao redor da futura área onde a estação será construída. Este desvio manterá o fluxo da linha de água atual até ao sifão invertido, instalado sob o túnel de Ceuta, seguindo-o até encontrar o Rio Douro (Pereira, 2023).

4.2 – Fase de obra

Após a conclusão dos trabalhos preparatórios, deu-se início à fase de construção da EHSA. Neste ponto, é relevante destacar que o processo de construção decorreu de maneira progressiva e estruturada.

Os trabalhos na EHSA tiveram início com a construção do PSE. Tendo em conta a presença dos terrenos superficiais G7, houve a necessidade da implementação de um tratamento perimetral do maciço, que foi aplicado nos dois poços de ataque da estação, constituído por colunas verticais secantes de *jet-grouting* com 0,8 m de diâmetro. Após esta etapa, avançou-se para escavação do poço. A escavação do poço, e aplicação do revestimento primário (betão projetado e malha eletrosoldada), foi realizada com a divisão do poço em níveis de 1 m de altura e painéis de 6 m de extensão, até os 27 m de profundidade, conforme definido no projeto de execução. A partir dos 9 m de profundidade, foram instalados geodrenos para aliviar as pressões hidrostáticas no revestimento provisório, sem causar um rebaixamento acentuado do nível freático. O revestimento primário em torno do túnel de via (TVD) e da CC foram reforçados para permitir o início dos trabalhos de escavação destas estruturas sem a execução do revestimento definitivo do poço.

Na Figura 16, Figura 17 e Figura 18 apresenta-se uma secção longitudinal do PSE e uma vista aérea do PSE e PE, respetivamente.

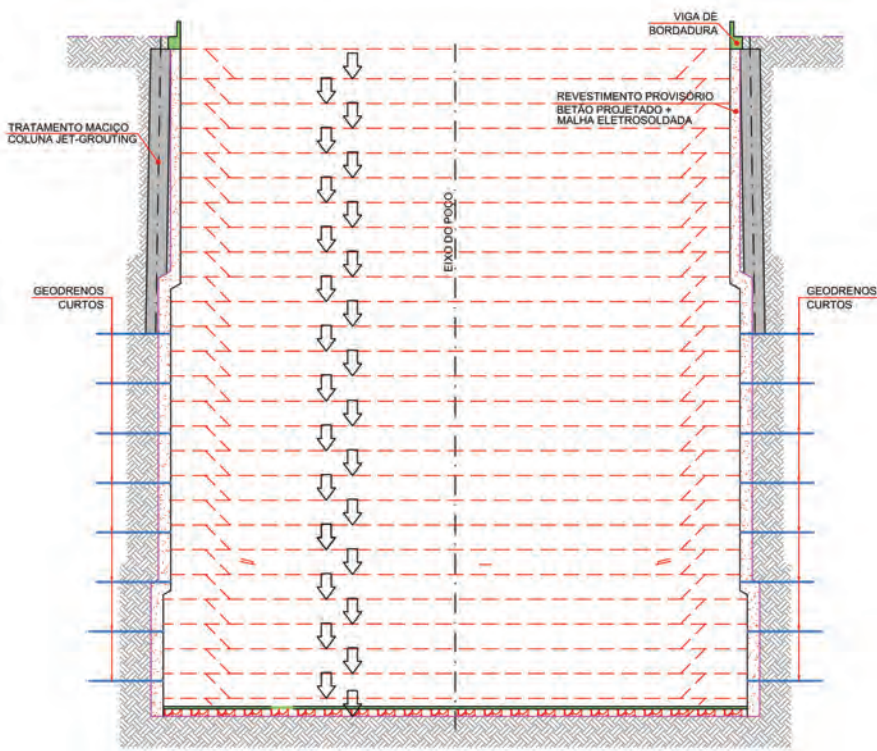


Fig. 16 – Secção longitudinal do PSE (adaptado de Sener/CJC/NSE, 2018-2024).



Fig. 17 – Vista aérea do PSE (Metro do Porto, 2022).



Fig. 18 – Vista aérea do PSE e PE (Metro do Porto, 2022).

Na sequência, os trabalhos na CC avançaram de forma intercalada com o avanço do TVD, segundo a metodologia NATM, em duas fases: abóbada dividida em *side-drift* e alargamento, e o rebaixo. Após o avanço de 6 m realizou-se uma parede de paralisação. Esta frente foi suspensa até terminarem os trabalhos de revestimento definitivo da CM. Quando a execução do PSE estava a

15 m de profundidade, os trabalhos de escavação do PE iniciaram-se, seguindo a mesma metodologia sequencial de execução do PSE.

A escavação do PE foi temporariamente interrompida, aos 15 m de profundidade, permitindo o avanço dos trabalhos na abóbada da CM, do TAN e do TAP.

A escavação da CM foi conduzida de forma seccionada: em abóbada (dividida em *side-drift* e alargamento), primeiro e segundo rebaixo, respeitando a metodologia executiva sequencial NATM (Figura 19). O revestimento primário da CM, como dos restantes túneis da EHSA, é constituído por betão projetado, cambota treliçada e malha eletrosoldada.

Os trabalhos de escavação, a partir do PE, iniciaram-se com os tratamentos de contorno e frente do emboquilhamento da abóbada da CM e do TAN. Após isto, avançou-se com a escavação do *side-drift* da CM. O alargamento da abóbada da CM foi iniciado assim que o *side-drift* se encontrava a meio da CM. Após a conclusão da abóbada da CM foi realizada a parede de paralisação e os tratamentos de emboquilhamento do TAP e CC (no sentido nascente e poente).

Enquanto a CM era escavada, também se iniciou a escavação do TAN, seguindo a sequência construtiva NATM, até os 12 m de avanço, aproximadamente. Relativamente ao TAP, os trabalhos de escavação subterrânea avançaram cerca de 12 m. Após isto, ambas as frentes de escavação foram suspensas, ficando a aguardar o avanço dos trabalhos a partir da superfície.

De seguida, foi iniciado o avanço para o primeiro rebaixo da CM. Após a conclusão dos trabalhos de escavação da abóbada e do primeiro rebaixo da CM, a escavação do PE foi retomada até à sua conclusão. À medida que os trabalhos de escavação do PE avançavam, os trabalhos do segundo rebaixo da CM prosseguiram até à sua conclusão (Figura 20).

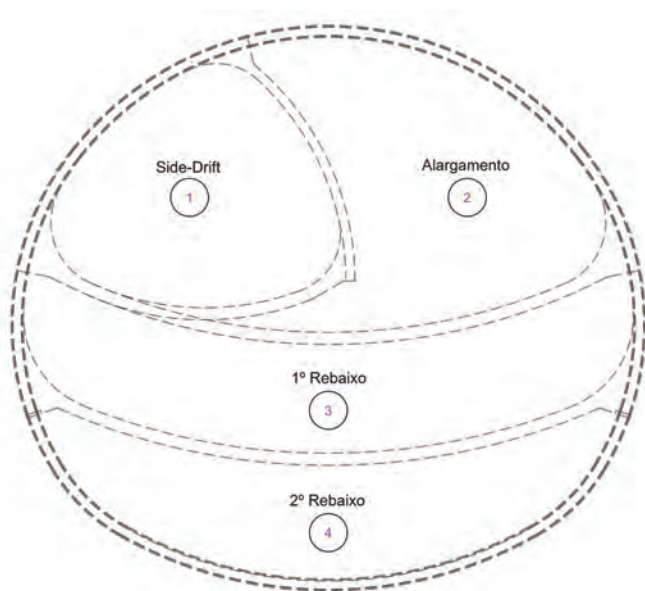


Fig. 19 – Faseamento executivo da CM.

Após a finalização dos trabalhos de escavação e revestimento primário da CM e do PE, iniciaram-se os trabalhos de impermeabilização e revestimento secundário da CM, do PE e do PSE. Durante este período, foram realizados os trabalhos de contenção à superfície, escavação e escoramento interno da vala a céu aberto, para permitir o emboquilhamento e avanço dos trabalhos, em NATM, do TAP e do TAN.



a) *Side-drift*



b) Alargamento da abóbada



c) Primeiro rebaixo



d) Vista geral após conclusão da CM

Fig. 20 – Etapas da execução da CM (Metro do Porto, 2023-2024).

No seguimento da conclusão do revestimento secundário da CM, os trabalhos de escavação e revestimento primário avançaram na CC, tanto do lado nascente como do lado poente. A escavação da CC foi realizada de forma similar à CM e em secções: primeiro a abóbada e depois rebaixo, respeitando a metodologia NATM.

Com a conclusão dos trabalhos de escavação e revestimento primário da CC (Figura 21), TAP e TAN, foram iniciados os trabalhos de impermeabilização e revestimento secundário.

Na data de conclusão da redação deste trabalho (abril 2025), este era o ponto de situação da obra. No intuito de mostrar uma sequência executiva completa, apresenta-se de seguida uma previsão de como os trabalhos se irão desenvolver.

À medida que as frentes de trabalho concluem o revestimento secundário, serão iniciados os trabalhos de execução das estruturas internas, seguidos da execução dos trabalhos de via e dos elementos previstos no projeto de arquitetura. Para concluir a fase de obra da Estação Hospital Santo António, serão executados os trabalhos de reinserção urbana da estação e a devolução à comunidade do Jardim do Carregal e arruamentos em torno da estação.



a) Início lado nascente



b) Início lado poente



c) Término lado nascente



d) Término lado poente

Fig. 21 – Escavação e revestimento primário da CC (Metro do Porto, 2023-2025).

5 – SISTEMA DE MONITORIZAÇÃO GEOTÉCNICA

A instrumentação geotécnica desempenha um papel fundamental nos métodos construtivos NATM e MSV, permitindo o acompanhamento contínuo dos trabalhos subterrâneos com deteção e quantificação das deformações ocorridas ao longo do tempo. A análise sistemática dos dados recolhidos permite validar as premissas de projeto, adaptar a metodologia executiva, quando necessário, e garantir a segurança das obras, minimizando o risco de ocorrências indesejáveis.

A metodologia adotada no desenvolvimento do projeto de execução da EHSa teve como base a filosofia de projeto flexível, que prevê o controlo sistemático dos trabalhos através de um plano de monitorização. Este plano teve como objetivo principal confirmar o comportamento previsto do maciço e da estrutura de suporte, possibilitando, sempre que necessário, a introdução de ajustes que assegurem o cumprimento dos prazos de execução, bem como uma gestão eficiente das incertezas e imprevistos inerentes ao contexto geológico-geotécnico e urbano em que a obra se insere, sem nunca comprometer a segurança.

A execução de obras subterrâneas implica sempre uma modificação das condições naturais do terreno, em especial na sua envolvente. Estas alterações poderão refletir-se à superfície sob a forma de uma bacia de assentamento, cuja extensão poderá ser significativa. Assim, em intervenções em meio urbano, torna-se imprescindível avaliar antecipadamente o impacto dos trabalhos, não só no maciço e na estrutura de suporte, mas também nas estruturas e infraestruturas adjacentes.

Neste enquadramento, foi definido um plano de observação, conforme Figura 22, específico para a construção da EHSA, o qual estabeleceu os tipos de medições a realizar, a sua localização, a frequência das leituras e os níveis de referência considerados aceitáveis. Este plano foi concebido para acompanhar o comportamento do maciço e da estrutura de suporte ao longo de toda a execução da obra.

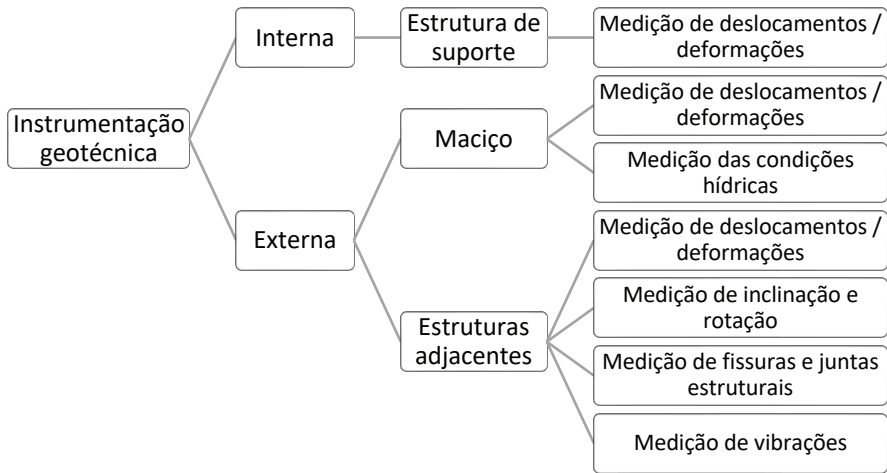


Fig. 22 – Plano de observação utilizado durante a execução da EHSA.

Dado que a EHSA se localiza numa zona densamente urbanizada, o plano de observação foi complementado com a monitorização das estruturas existentes na área de influência da obra. Para a concretização deste plano, foram definidos e instalados, antes do início dos trabalhos, diversos instrumentos destinados à monitorização.

A correta integração destes equipamentos num plano de instrumentação coerente permitiu obter informação fiável e detalhada sobre o desempenho do maciço e das estruturas ao longo dos diferentes momentos do faseamento da obra.

A instrumentação geotécnica para a execução da EHSA será apresentada de forma segmentada, em três áreas distintas: instrumentação do maciço, instrumentação da estrutura de suporte e instrumentação das estruturas adjacentes.

5.1 – Instrumentação do maciço

A instrumentação do maciço visou acompanhar o comportamento geotécnico do terreno durante as fases de escavação e execução do revestimento primário, com especial enfoque na deteção de deslocamentos e variações do nível freático. Para tal, foram instalados equipamentos que permitiram medir deslocamentos verticais e horizontais, na superfície e em profundidade, bem como alterações do nível de água do maciço.

Os principais equipamentos utilizados incluíram marcas de superfície, extensómetros, inclinómetros verticais e indicadores de nível de água. Estes instrumentos foram instalados em localizações ao longo do perímetro da escavação e em zonas adjacentes à mesma, permitindo uma leitura tridimensional do comportamento do terreno ao longo do tempo.

As leituras foram realizadas com periodicidade definida no plano de observação, ajustada em função da fase construtiva e da proximidade da frente de escavação, assegurando um controlo eficiente da resposta do terreno às solicitações induzidas pela obra.

5.2 – Instrumentação da estrutura de suporte

A instrumentação da estrutura de suporte teve como principal objetivo acompanhar a sua resposta estrutural ao longo das várias fases de escavação e construção, desde a instalação do revestimento primário.

Foram utilizadas soluções de instrumentação que permitiram acompanhar deslocamentos relativos e absolutos. Entre os equipamentos instalados destacam-se os alvos topográficos, para medições tridimensionais dos pontos de controlo e variações de distância entre pontos (medição de cordas).

Estes instrumentos foram colocados em zonas estratégicas da estrutura de suporte, com base em critérios definidos na fase de projeto, garantindo a representatividade dos dados obtidos face à globalidade da resposta estrutural. A frequência das leituras foi adaptada à evolução dos trabalhos.

5.3 – Instrumentação das estruturas adjacentes

A monitorização das estruturas adjacentes à futura EHSA constituiu uma componente essencial do plano de instrumentação, tendo como principal finalidade garantir a integridade dos edifícios e infraestruturas existentes dentro da área de influência da obra, como por exemplo o túnel de Ceuta.

Com este propósito, foram definidos pontos de controlo em fachadas, elementos estruturais e fundações das estruturas adjacentes, onde se instalaram diversos tipos de instrumentos, incluindo alvos topográficos, pinos de assentamento, clinómetros, fissurómetros e sismógrafos. Esta instrumentação permitiu acompanhar, em tempo real, eventuais: deslocamentos, variações geométricas e rotações em pontos representativos da estrutura, vibrações e evolução da abertura de fissuras que pudessem refletir interações indesejáveis com o avanço dos trabalhos.

A seleção e distribuição dos instrumentos tiveram em consideração a vulnerabilidade e importância relativa das estruturas monitorizadas, bem como o seu afastamento em relação à área onde decorriam os trabalhos. A leitura regular destes dispositivos foi integrada com os dados da instrumentação do maciço e da estrutura de suporte, permitindo uma análise global da interação entre a obra e o meio urbano envolvente.

5.4 – Avaliação do plano de observação implementado

A aplicação de um plano de observação rigoroso e tecnicamente fundamentado revelou-se essencial para o acompanhamento da execução da EHSA, permitindo avaliar a resposta do maciço e das estruturas envolvidas às diferentes fases da obra. A instrumentação implementada, com os ajustamentos pontuais efetuados em obra, demonstrou-se globalmente adequada para os objetivos de monitorização estabelecidos, proporcionando dados fundamentais para a gestão técnica da empreitada.

A integração dos diferentes tipos de medições — no maciço, na estrutura de suporte e nas estruturas adjacentes — possibilitou uma leitura coerente e multidimensional do comportamento observado, contribuindo para uma tomada de decisão informada ao longo do processo construtivo. A inexistência de necessidade de ativação de medidas corretivas ou planos de contingência reforça a adequação da metodologia adotada, evidenciando o papel central da instrumentação geotécnica na

mitigação de riscos e no sucesso da execução de obras subterrâneas em ambientes urbanos complexos.

6 – ACOMPANHAMENTO TÉCNICO DE OBRA

O dimensionamento geotécnico desempenha um papel fundamental no projeto e execução de obras subterrâneas. Entre as diversas abordagens sobre o dimensionamento geotécnico, o método observacional desempenha um papel crucial no processo de execução de obras subterrâneas, segundo os métodos NATM e MSV. Estes métodos baseiam-se numa abordagem flexível e adaptável às condições geológicas encontradas durante a escavação. Nesse contexto, o método observacional é a abordagem de dimensionamento geotécnico mais compatível, porque vai permitir o ajuste do método executivo de acordo com as condições encontradas, no local, durante o acompanhamento dos trabalhos.

A construção da Estação Hospital Santo António foi acompanhada por uma equipa especializada e experiente denominada Assistência Técnica Especial (ATE). Esta equipa de acompanhamento dos trabalhos, constituída por engenheiros civis, engenheiros geotécnicos e geólogos, com conhecimento em obras de grande porte e nos métodos construtivos, garantiram uma análise precisa e uma resposta adequada aos desafios que surgiram.

O acompanhamento dos trabalhos materializou-se em inspeções regulares do processo executivo. Quando foram observados desvios significativos ou problemas inesperados, a ATE indicou, de imediato, as medidas corretivas em coordenação com o Projetista. Este é um aspeto importante do método observacional, que permite uma tomada de decisão, em tempo real, e possibilita, de forma proativa, identificar potenciais riscos relacionados com a segurança da obra. Acrescenta-se que a ATE, durante o desenvolvimento dos trabalhos, realizou a confirmação das premissas que foram admitidas para a realização do projeto de execução.

Uma das confirmações que a ATE realizou foi a das condições geológicas e geotécnicas, com recurso a cartografia geológica da frente de escavação. Este acompanhamento permitiu uma avaliação contínua das condições geológicas da frente de escavação, garantindo que o projeto fosse adaptado às características reais do terreno. O levantamento geológico realizado foi minuciosamente comparado com o perfil geológico-geotécnico de referência, estabelecido no projeto de execução, e não foram identificadas diferenças significativas ou que tivessem impacto de forma adversa no progresso dos trabalhos.

Outra das confirmações realizadas pela ATE foi do comportamento do maciço, da estrutura de suporte e das estruturas adjacentes, antes e durante a construção da futura estação. A ATE verificou que a instrumentação definida pelo projeto, com os devidos ajustes, foi suficiente para fazer o acompanhamento da evolução das deformações não se tendo registado a necessidade de aplicar um plano de contingência.

7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A construção da Estação Hospital Santo António, da linha rosa do Metro do Porto, representa um marco significativo no panorama das infraestruturas urbanas do Porto, enfrentando e superando um conjunto de desafios complexos através de uma abordagem inovadora e sustentável. A estação localiza-se no centro da cidade do Porto, mais especificamente no Jardim do Carregal. Este jardim é considerado uma área de grande importância histórica e ambiental, e por isso a obra exigiu uma consideração meticulosa dos impactos ambientais e patrimoniais.

Para ultrapassar os vários desafios técnicos, a solução encontrada recorreu a métodos construtivos não destrutivos e envolveu a execução arrojada de duas galerias de grandes dimensões, com pouco recobrimento, associadas a poços de grande diâmetro em condições geológicas-geotécnicas complexas e de difícil previsão, como é o caso do granito do Porto. A solução construtiva permitiu não só satisfazer as necessidades arquitetónicas, mas também atender aos

condicionamentos ambientais, como a presença de uma linha de água (Rio Frio). Este rio, mesmo após o desvio necessário para a construção da estação, manteve, de forma geral, o traçado original, demonstrando a eficácia da abordagem adotada. A preservação do Jardim do Carregal foi outro aspeto crucial do projeto. Apesar da execução da obra, foi possível manter a maior parte do jardim intacta. As perturbações que ocorreram em áreas específicas do jardim foram projetadas para serem reversíveis durante a fase de reinserção urbana, com apenas uma espécie arbórea necessitando ser abatida. Este cuidado sublinha o compromisso com a preservação ambiental e o respeito pelos espaços verdes urbanos. Além das considerações ambientais, a construção enfrentou e mitigou os impactos nas estruturas adjacentes, infraestruturas rodoviárias e na população local. Durante a fase de obra, embora houvesse alguma perturbação, estas foram mantidas dentro de condições aceitáveis. A gestão eficaz e a comunicação contínua com os residentes ajudaram a minimizar os inconvenientes temporários.

O resultado é uma estação de metro que, não só se integra perfeitamente na malha urbana, mas também estabelece novos padrões de excelência em construção subterrânea. A inovação tecnológica e as práticas de respeito ambiental implementadas no projeto asseguraram que a construção de infraestruturas modernas pode coexistir harmoniosamente com a preservação do património natural e cultural.

Quando a linha rosa do Metro do Porto, especificamente a EHSA, entrar em operação, prevê-se que os benefícios irão superar em muito os esforços e inconvenientes assumidos durante a fase de construção. O aumento da rede metropolitana do Porto, mais concretamente no local do caso de estudo, irá facilitar o acesso ao hospital Santo António e às áreas circundantes, e proporcionará uma melhor qualidade de vida aos cidadãos e um desenvolvimento urbano mais sustentável.

Em suma, a construção da EHSA é um excelente exemplo de como enfrentar desafios técnicos e ambientais de forma inovadora e eficaz. Este projeto, não só enriquece a rede de transporte da cidade do Porto, mas também serve de inspiração para futuros desenvolvimentos de infraestruturas em meio urbano. A conjugação de geotecnia avançada com práticas de sustentabilidade assegura que o progresso pode ser alcançado sem sacrificar o meio ambiente, fazendo deste projeto um modelo a ser seguido nos anos vindouros.

8 – AGRADECIMENTOS

Os autores expressam o seu agradecimento ao Metro do Porto pela autorização concedida para a utilização de elementos do projeto e fotografias da obra na apresentação do presente trabalho.

9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- CJC (2017). *Projetos/Metros*. Disponível em: <http://www.cjceng.com.br/br/projetos> (cesso em 2024).
- CMP (2024a). *Jardim do Carregal*. Disponível em: <https://ambiente.cm-porto.pt/parques-e-jardins/jardim-do-carregal> (acesso em 2024).
- CMP (2024b). *Portal de Informação Geográfica do Porto*. Disponível em: <https://cm-porto.maps.arcgis.com/apps/dashboards/dcdbff863c8546a8a4026b3de8f4660c> (acesso em 2024).
- Cortizo, P. T. (2015). *Análise de poços de grande diâmetro executados pelo método de escavação sequencial na vertical*. Dissertação de mestrado. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, Brasil.
- Cury, K. (1978). *Métodos Construtivos para obras subterrâneas*. Companhia Metropolitana de São Paulo, Brasil.

- Gomes, A. T. (2008). *Poços elípticos pelo método de escavação sequencial na vertical. O caso do Metro do Porto*. Tese de doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.
- ITA (2012). *ITA Report #11. Report on Underground Solutions for Urban Problems*. ITA Working Group #20.
- Karakus, M.; Fowell, R. (2004). *An insight into the New Austrian Tunnelling Method (NATM)*. ROCKMEC'2004 - VIIth Regional Rock Mechanics Symposium, Sivas, Turquia.
- Moreira, C. M. (2006). *Túneis, uma herança ancestral rumo ao futuro*. Fundação Ensino e Cultura Fernando Pessoa, Porto, Portugal.
- Noronha, F. e Leterrier, J. (2000). *Complexo metamórfico da Foz do Douro (Porto)*. *Geoquímica e geocronologia*. Bol. Real Acad. Galega Ciencias, 19, Santiago Compostela, Espanha.
- Pereira, J. A. (2023). *Metodologia de execução de poços de grande diâmetro em ambiente urbano*. Dissertação de mestrado. Instituto Superior de Engenharia do Porto, Portugal.
- Sener/CJC/NSE (2018-2024). *Peças desenhadas do projeto de execução linha circular do Metro do Porto*. Sener/CJC/NSE, Porto, Portugal.
- Sener/CJC/NSE (2019a). *Memória descritiva da geologia e geotecnia do projeto de execução da linha circular do Metro do Porto*. Relatório P-PR-LI-8000-GG-MD-SCN-00001-04. Sener/CJC/NSE, Porto, Portugal.
- Sener/CJC/NSE (2019b). *Memória descritiva da Estação Hospital Santo António da linha circular do Metro do Porto*. Relatório P-PR-LI-8003-TU-MD-SCN-001001-02. Sener/CJC/NSE, Porto, Portugal.
- Sener/CJC/NSE (2020). *Enquadramento geral do projeto de execução da linha circular do Metro do Porto*. Relatório P-PR-LI-8000-GE-MD-SCN-000001-03. Sener/CJC/NSE, Porto, Portugal.
- Sener/CJC/NSE (2021). *Relatório técnico sobre análise de risco de danos do túnel de Ceuta e edifício portal (salas técnicas) do projeto de execução da linha circular do Metro do Porto*. Relatório P-PR-LI-8004-ET-MD-SCN-001001-03. Sener/CJC/NSE, Porto, Portugal.
- Sener/CJC/NSE/Arqpais (2018). *Estudo de impacto ambiental do estudo prévio da linha circular do Metro do Porto. Anexos técnicos - Anexo 5 - Paisagem*. Relatório P-PR-LI-8000-AM-RT-SCN-000003-00. Sener/CJC/NSE/Arqpais, Porto, Portugal.
- Tender, M.; Couto, J. P. (2021). *Métodos de escavação subterrânea o critério "segurança e saúde" como fator de escolha*. Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.

VALORACIÓN DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN UN FALSO TÚNEL URBANO TERMOACTIVO EN MADRID

Assessment of the soil-structure interaction in a cut-and-cover thermoactive urban tunnel in Madrid

Ignacio González Tejada^a, Jesús González Galindo^a, Javier Muñoz Antón^b

^a Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno, Universidad Politécnica de Madrid, España.

^b Departamento de Ingeniería Energética, Universidad Politécnica de Madrid, España.

RESUMEN – La termoactivación de estructuras de contención de tierras para su uso como intercambiador de calor en sistemas geotérmicos de baja temperatura, proporciona más eficiencia y menos emisiones de carbono que otros sistemas de calefacción y refrigeración convencionales. Las consecuentes variaciones de temperatura producen una interacción suelo-estructura que debe ser evaluada para garantizar que no se compromete ni la estabilidad ni el servicio, a la vez que se mantiene un rendimiento energético que garantiza la viabilidad económica. En este trabajo se analiza, mediante modelado numérico, el efecto de la termoactivación de las pantallas de pilotes un falso túnel urbano de casi 3 kilómetros en la ciudad de Madrid. Para el análisis de la interacción suelo-estructura se han utilizado datos climáticos reales. Los resultados muestran que, operando en un rango de temperaturas tal que se mantiene el rendimiento de la bomba de calor, el efecto estructural es muy limitado.

ABSTRACT – The thermoactivation of earth-retaining structures to be used as heat exchangers for low temperature geothermal energy systems allows for buildings heating and cooling at higher efficiency and lower carbon intensity than conventional HVAC systems. The resulting thermal loads affect the soil-structure interaction, so that an assessment of the safety and serviceability is necessary. At the same time, the energy performance must be enough to guarantee economic feasibility. In this article, the effect of the thermoactivation of the pile diaphragm walls of a 3 km long cut-and-cover tunnel in Madrid is investigated through numerical modeling. Real climate data are used as input in the model. The structural effect is very limited when operating within a temperature range chosen to maintain the performance of the heating and cooling system.

Palavras Chave – Cimentaciones termoactivas, interacción suelo-estructura.

Keywords – energy geostructures, soil-structure interaction.

1 – INTRODUCCIÓN

Cerca de la mitad de la energía primaria en la UE se destina a calentamiento y enfriamiento (European Commission, 2016). Esta energía se reparte entre los usos residencial (45%), industrial (37%) y de servicios (18%). Actualmente, en el 75% de los casos se obtiene mediante combustibles fósiles (en casi la mitad mediante gas natural). Los combustibles fósiles son responsables de gran

E-mails: ignacio.gtejada@upm.es (I. Tejada), jesus.gonzalezg@upm.es (J. Galindo), javier.munoz.anton@upm.es (J. Antón)

ORCID: orcid.org/0000-0002-4734-7349 (I. Tejada), orcid.org/0000-0003-3371-5865 (J. Galindo), orcid.org/0000-0002-1980-0863 (J. Antón)

parte de las emisiones de gases de efecto invernadero. Se estima que los edificios podrían ser responsables de cerca del 35-40% del consumo energético y de las emisiones de CO₂ a nivel mundial, Song (2021). Además, la mayor parte de la energía utilizada para calefacción y refrigeración se pierde en forma de calor residual. Por estas razones, la calefacción y refrigeración de edificios mediante energía geotérmica de baja temperatura presenta una gran oportunidad para la descarbonización de la sociedad y el ahorro energético. Esta energía es estable frente a condiciones atmosféricas variables, tiene bajo impacto medioambiental y es competitiva en costes. Frente a los yacimientos geotérmicos profundos (que solo se localizan en determinadas zonas geográficas), la energía geotérmica de baja temperatura está disponible en todas partes (Lund et al. 2011). Se trata de aprovechar el potencial de intercambio de calor entre un ambiente frío (en invierno) o caluroso (en verano) con el edificio a calentar o enfriar. El subsuelo que mantiene una temperatura bastante constante durante todo el año y puede ser utilizado como fuente o sumidero de calor. Para conseguir el intercambio de calor se hace circular un fluido por un circuito, habitualmente cerrado. La termoactivación de estructuras de cimentación (pilotes y losas) o de estructuras de sostenimiento de tierras (túneles, pantallas y muros) permite la instalación de este intercambiador de calor dentro de la estructura, sin necesitar excavaciones o perforaciones *ad hoc*. Esto reduce la inversión inicial (Brandl, 2006; Fadejev et al., 2017; Laloui y Loria, 2019). El fluido transporta el calor desde o hacia bombas de calor eléctricas, que elevan (o reducen) la temperatura del fluido en el circuito secundario, situado en el edificio. La diferencia de temperatura entre el fluido y el subsuelo hace que se produzca la transferencia energética. El coeficiente de rendimiento medio en una temporada para las bombas de calor geotérmicas, *COP*, puede llegar a ser del orden de 5. Esto quiere decir que por cada 1 kWh de electricidad consumida se obtienen hasta 5 kWh de calor. El alto rendimiento se explica por la estabilidad de la temperatura del suelo a poca profundidad, lo que hace que la bomba de calor trabaje con un reducido salto de temperatura. Estos sistemas son especialmente eficientes cuando se acoplan con sistemas de calefacción tipo suelo radiante, en los que para el agua en el circuito secundario no se requieren temperaturas demasiado elevadas. Además, las bombas de calor son fácilmente combinables con otras tecnologías activas y pasivas de climatización eficiente. Todo esto hace que las cimentaciones y elementos de contención o sostenimiento termoactivos sean cada vez sean más frecuentes, aunque existen todavía importantes barreras administrativas, financieras, constructivas y tecnológicas que frenan su uso (CFMSG, 2017; Laloui y Rotta-Loria, 2019; Barla et al., 2023). Este trabajo se centra particularmente en los aspectos tecnológicos.

Para el diseño de una pantalla termoactiva es necesario realizar dos valoraciones: 1) recurso geotérmico explotable y 2) efecto estructural de la termoactivación. La primera valoración determina cuál es la longitud o superficie necesaria de un intercambiador de calor para suministrar una determinada potencia de calefacción y/o refrigeración. La segunda valoración cuantifica los cambios en las leyes de momentos flectores, esfuerzos cortantes, esfuerzos axiales o deformaciones causados por las acciones térmicas en la estructura. En este problema se acoplan los procesos mecánicos (interacción entre suelo y estructura) con otros de transferencia de calor y masa.

El comportamiento estructural de los pilotes termoactivos ha sido mucho más estudiado (Saggu and Chakraborty, 2017; Bourne-Webb et al., 2019; Arzanfudi et al., 2020; Bimaganbetova et al., 2022) que el de las pantallas termoactivas. Además, hay más pilotes que pantallas termoactivos en servicio. Una gran parte de los trabajos referidos a la termoactivación de pantallas se centra en la valoración del recurso geotérmico para optimizar la explotación, pero sin evaluar los aspectos estructurales. Por ejemplo, Xia et al. (2012) estudiaron experimentalmente la transferencia de calor en las pantallas termoactivas del Museo de Historia Natural de Shanghai. Sterpi et al. (2018) hicieron lo mismo en la pantalla de la excavación y en la losa de cimentación de un edificio con 3 plantas de sótano construido en Tradate (Italia). Algunos autores han recurrido a simulaciones numéricas (Rammal et al., 2020; Zeng et al., 2021; Peterson y Shafagh, 2022; Xu et al., 2023; Zhong et al., 2023; Zhu et al., 2024). Otros han analizado el efecto de la configuración de los tubos en la eficiencia de la transferencia de calor (Sun et al., 2013; Di Donna et al., 2017; Sterpi et al., 2020; Makasi y Narsilio, 2020; Zhou et al., 2023, Mi et al., 2024). Entre los trabajos que han valorado los efectos

mecánicos de la termoactivación en las pantallas se encuentra el de Bourne et al. (2016), quienes estudiaron mediante simulación numérica, el comportamiento termomecánico de unas pantallas termoactivas de unos 20 m de longitud construidas en un falso túnel de unos 10 m de excavación. Estos autores concluyeron que el comportamiento estructural está más afectado por las variaciones estacionales de temperatura que por la propia termoactivación. Sterpi et al. (2017) hicieron algo similar para pantallas con movimiento libre en cabeza de 15 m de profundidad y excavación de unos 10 m y estimaron que los desplazamientos horizontales inducidos en cabeza inducidos por la geotermia serían inferiores al 5% de los debidos a la propia excavación. También estimaron un aumento del momento flector en las zonas intermedias de la pantalla, aunque no previeron un aumento de su valor máximo (esperado a la altura del fondo de la excavación). Barla et al. (2018) confirmaron mediante simulación numérica un limitado efecto estructural en pantallas en voladizo de 16 m de profundidad y 9 m de excavación. También estimaron unos movimientos horizontales adicionales a los debidos a la excavación de apenas 3 mm en la cabeza de la pantalla. La variación del momento flector resultó despreciable. Dai et al. (2023) se centraron en tres aspectos relevantes a estudiar en el caso de pantallas termoactivas: 1) el movimiento horizontal en la pantalla, 2) el asiento en superficie y 3) el levantamiento del fondo. Para ello realizaron un estudio paramétrico de la estación de metro de Tottenham Court Road (Londres), con una excavación de casi 30 m en 5 niveles y nivel freático a 3 m de profundidad en terrenos principalmente arcillosos. Los movimientos horizontales, asientos y levantamientos estimados estuvieron siempre en el rango milimétrico. El estudio del comportamiento a largo plazo teniendo en cuenta la posible generación de exceso de presiones intersticiales, concluyó que no se producirían efectos estructurales relevantes por la termoactivación y que solo podrían aparecer algunas fisuras sin afección a la seguridad estructural. Zhou et al. (2023) estudiaron los movimientos horizontales en la cabeza libre de una pantalla termoactiva de 17 m de profundidad en el largo plazo en un material elastoplástico. Concluyeron que una explotación intensa y no equilibrada (que llevase a la pantalla a temperaturas de hasta 40°C o -15°C) la deformación en cabeza podría aumentar unos 15 mm con respecto al valor medio estimado sin termoactivación. Hu et al. (2024) estudiaron experimentalmente el comportamiento termomecánico mediante un ensayo en condiciones reales realizado en la pantalla termoactiva de una estación de metro en Najing (China). La pantalla tenía más de 50 m de profundidad, el terreno soportado incluía diferentes estratos (desde arcillas limosas hasta areniscas y glutenitas más o menos alteradas) y el nivel freático se situaba a 4 m de profundidad. Estos autores se centraron fundamentalmente en cómo las condiciones de contorno determinan las deformaciones y tensiones inducidas por la termoactivación.

Todos estos trabajos revelan que *a priori* no se espera que la termoactivación de muros pantallas produzca afecciones estructurales significativas cuando se opera en los rangos de temperatura habituales. En este artículo se presenta un estudio similar realizado para un falso túnel urbano en construcción en Madrid (España) y cuya termoactivación está prevista en su Proyecto de Construcción (ESTEYCO y SUBTERRA, 2023). Con sus casi 3 km de longitud, se espera que se convierta en el túnel termoactivo más largo del mundo. Su ejecución se prevé que concluya a principios de 2027.

La presentación de la investigación es la siguiente: primero se describe el túnel y las características del terreno en su traza (sección 2). A continuación, se repasan los aspectos más relevantes para el planteamiento del problema acoplado (sección 3) y los niveles de aproximación con los que se puede abordar la solución (sección 4). En la sección 5 se concreta el planteamiento del problema en el caso del Paseo Verde del Suroeste – Soterrameinto de la A5. En la sección 6 se presentan resultados y se discuten en la sección 7. Finalmente, en la sección 8 se presentan las conclusiones principales.

2 – SOTERRAMIENTO DE LA AUTOVÍA A-5 (PASEO VERDE DEL SUROESTE)

2.1 – Descripción de la actuación

El caso de estudio es el falso túnel termoactivo en construcción para el soterramiento de la Autovía A-5 en Madrid. Este túnel discurrirá desde boca del túnel de la Avenida de Portugal hasta el entorno de la Avenida del Padre Piquer. Su longitud total es de 2,788 m. La tipología es la de falso túnel ejecutado en “cut and cover”, con losa ejecutada desde la superficie. Las pantallas de contención se han ejecutado con pilotes de 15 m de longitud media, profundizando bajo la solera del túnel unos 5 m de media. Los diámetros de los pilotes de las pantallas son de 0,65 m y 0,80 m. El túnel tiene una distribución de dos vanos y tres carriles por sentido y está condicionado por la proximidad de edificaciones cercanas en algunos tramos. La sección tipo (Figura 1) en las zonas sin incorporaciones ni salidas al túnel consta de una anchura interior de 30,75 m.

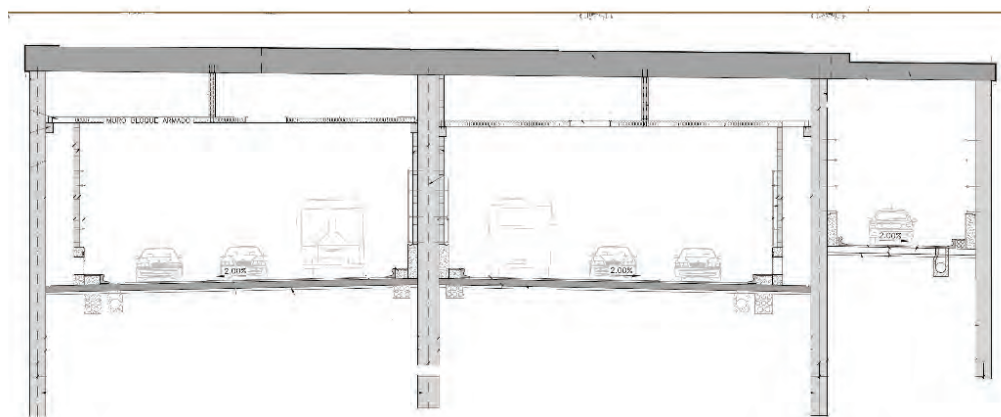


Fig. 1 – Sección tipo del falso túnel de la A-5. Paseo Verde del Suroeste (ESTEYCO y SUBTERRA, 2023).

2.2 – Geología y geotecnia

La ciudad de Madrid se encuentra en una antigua cuenca endorreica que se fue rellenando a lo largo del Mioceno con grandes espesores de sedimentos mediante sistemas de abanicos aluviales que convergen en la zona central, donde el ambiente es lacustre. Estos materiales comprenden una amplia gama de granulometrías, desde aquellos con menos de un 25% de finos (como la arena de miga) hasta aquellos con más del 60% de finos (tosco), pasando por aquellos con granulometrías intermedias (arenas tosquizas y tosco arenoso). Los estratos suelen tener espesores métricos (aunque a veces aparecen intercalaciones de espesor decimétrico), dispuestos prácticamente horizontales, con acuñamientos, variaciones de espesor o cambios laterales de granulometría. Al inicio del trazado del túnel, en la zona más próxima al río Manzanares, se encuentra una alternancia de niveles arenosos con arcillosos. A medida que el trazado se aleja del inicio predominará la componente arenosa (arena de miga y arena tosquiza), con escasas o nulas intercalaciones arcillosas. La clasificación geotécnica de estos materiales de acuerdo con el USCS es (Escario, 1986): arena de miga (arenas con arcillas, SC, y arenas con limos, SM), arena tosquiza (arenas con arcillas, SC, y arenas con limos, SM), tosco arenoso (arenas con arcillas, SC, y arcillas inorgánicas de baja plasticidad, CL) y tosco (arcillas inorgánicas de baja plasticidad, CL, arcillas y limos de alta plasticidad, MH-OH y limos y arcillas poco plásticas, ML-OL). La capa superior del terreno natural está cubierta con rellenos antrópicos.

3 – PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

3.1 – Generalidades

Para comprender el comportamiento de una pantalla termoactiva es necesario resolver un problema en el que se acoplan los procesos mecánicos (interacción entre suelo y estructura) con otros de transferencia de calor y masa. Desde el punto de vista estructural, a las cargas y acciones ya contempladas en el proyecto, se añaden aquellas causadas por los cambios de temperatura estacionales en estructura y suelo. El cambio de temperatura se traduce en cambios de volumen, de tensión o de presión intersticial. Además, se producen transferencias de masa (flujos de aire y/o agua) y de calor (por conducción, convección o radiación). Los modelos termo-hidro-mecánicos, THM, permiten abordar el problema de un modo totalmente acoplado. En gravas con grados de saturación altos y bajos, la convección -en agua o aire, respectivamente-, es el principal mecanismo de transferencia térmica. En arcillas y limos con grados de saturación bajos, los principales mecanismos de transferencia de calor son la redistribución térmica de la humedad y la difusión de vapor. En el resto de las situaciones, la conducción térmica es la principal responsable de la transferencia de calor (Farouki, 1986). Cuando predomina la conducción, el acoplamiento THM es claramente más fuerte en una dirección, esto es, los cambios de temperatura inducen cambios de tensión o deformaciones, pero los cambios de tensiones apenas afectan a la transmisión del calor por conducción. La resolución del problema de transferencia de masa y de energía permite conocer la distribución de temperatura del suelo en el espacio y en el tiempo. Este es un aspecto clave para valorar el recurso geotérmico y para asegurar que la bomba de calor satisfaga las demandas de calor y frío para las que fue instalada sin disminuir su rendimiento. Una vez resuelto el problema de transferencia de calor, y conocidos los cambios térmicos inducidos, se puede valorar cuáles serán las consecuencias mecánicas en el problema de interacción suelo-estructura asociado. En general, bastará con verificar los estados límite en las situaciones más extremas, esto es los de máxima y mínima temperatura, en concomitancia con otras acciones. Pero también es posible realizar una evaluación de la evolución de los esfuerzos en el tiempo. En el caso de pilotes termoactivos, estos cambios suelen traducirse en un incremento de los esfuerzos axiales. En el caso de pantallas, el principal problema podrían ser las deformaciones y el posible aumento de los momentos flectores o cortantes.

3.2 – Consideraciones termodinámicas

3.2.1 – *Calor bombeado, intercambiado con el suelo y rendimiento*

Una bomba de calor es una máquina térmica que toma calor de un espacio a relativamente baja temperatura y lo transfiere a otro de mayor temperatura gracias a un trabajo mecánico aportado desde el exterior, generalmente con un motor eléctrico. En los sistemas geotérmicos reversibles, durante el invierno el foco frío será el subsuelo y el foco caliente el edificio a calentar. En verano el calor se transferirá del edificio hacia el terreno. La geotermia de baja temperatura se aprovecha del hecho de que la temperatura del subsuelo se mantiene prácticamente constante a unos pocos metros de profundidad, a una temperatura que será la media del lugar (unos 15,6°C en Madrid, según los datos registrados en el periodo 2019 - 2024) y a la que hay que añadir en muchas ocasiones un incremento ocasionado por el efecto “isla de calor” (Román López et al., 2017). Esta temperatura media del subsuelo, más caliente que el exterior en invierno y más fría que el exterior en verano, hace que se obtenga una mayor eficiencia en el bombeo de calor que con sistemas de aerotermia.

La potencia de calefacción y de refrigeración suministradas al edificio por una bomba de calor geotérmica son diferentes de las potencias de calor intercambiadas con el suelo. Esto es debido al segundo Principio de la Termodinámica por el cual para que el calor vaya del foco frío al foco caliente es necesario realizar un trabajo. Cuando la bomba trabaja en modo calefacción, la potencia

de calefacción que se recibe en el edificio, P_c (W), será igual al calor que se extrae del suelo por unidad de tiempo, $\dot{Q}_{exc,c}$ (W), más la potencia eléctrica, P_{el} (W), que es la que hace trabajar a la bomba y que se transforma en calor:

$$P_c = \dot{Q}_{exc,c} + P_{el} \quad (1)$$

En modo refrigeración, por el contrario, la potencia de refrigeración, P_R (W), más la potencia eléctrica consumida por la bomba de calor igualarán al calor que se inyecta al suelo por unidad de tiempo:

$$P_R + P_{el} = \dot{Q}_{exc,R} \quad (2)$$

Las bombas de calor no generan calor, solo lo transportan de una región de menor temperatura relativa a otra de mayor temperatura. El coeficiente de eficiencia (COP por sus siglas en inglés “Coefficient of Performance”) es la ratio entre la potencia térmica obtenida y la potencia eléctrica utilizada para hacer trabajar al compresor de la bomba. En modo calefacción el beneficio (P_c) es el calor depositado en el foco caliente, mientras que en modo refrigeración será el calor disipado en el edificio a refrigerar (P_R). Es decir:

$$P_c = \dot{Q}_{exc,c} \frac{COP_c + 1}{COP_c} \quad (3)$$

y

$$P_R = \dot{Q}_{exc,R} \frac{COP_R - 1}{COP_R} \quad (4)$$

donde COP_c y COP_R son, respectivamente, los coeficientes de eficiencia en modo calefacción y refrigeración. El COP máximo teórico es aquel que puede obtenerse mediante un ciclo de Carnot inverso operando entre dos focos térmicos con estas temperaturas. Sin embargo, la eficiencia es habitualmente menor, ya que hay pérdidas asociadas con el intercambio de calor entre evaporador y condensador, el uso de ventiladores, la compresión del gas, la formación de escarcha en el evaporador, el sistema de accionamiento del compresor y el rozamiento de los fluidos en los circuitos que ocasiona pérdidas de carga. Por todo esto, en las bombas de calor geotérmicas, el COP medio puede estar cerca de 5 (el doble de lo habitual en aerotermia).

3.2.2 – Mecanismo de intercambio de calor con el suelo

El intercambio de calor entre la bomba de calor y el suelo se realiza mediante un fluido que circula por un circuito cerrado en contacto con el suelo y con una temperatura diferente a la de éste. Este es el denominado circuito primario. El circuito secundario es aquel dispuesto en el edificio para su calefacción o refrigeración (radiadores, suelo radiante, etc.) y conectado a la bomba de calor. La potencia de calor intercambiado por el circuito primario viene dada por:

$$-\dot{Q}_{exc} = \dot{m} \cdot c_{p,f} \cdot (T_{out}^{CHP} - T_{in}^{GHP}) \quad (5)$$

donde $\dot{m}$ (kg/s) es el caudal que sale de la bomba, $c_{p,f}$ (J/(kg·°C)) es el calor específico del fluido y $\Delta T = T_{out}^{CHP} - T_{in}^{GHP}$ (°C) es el salto de temperatura que la bomba da al fluido, es decir, la diferencia entre las temperaturas a las que entra en la bomba de calor, T_{in}^{GHP} (°C), y sale de la misma, T_{out}^{CHP} (°C). Nótese que la temperatura de salida de la bomba de calor es la de entrada en el intercambiador de calor primario y que la temperatura de salida del circuito será la de entrada en la bomba de calor.

Idealmente, el salto térmico dado por la bomba de calor se revierte tras recorrer el intercambiador primario. Esto dependerá de la longitud del circuito, de la diferencia de temperatura entre el suelo y el fluido y de la resistividad térmica de los tubos y otros elementos en el intercambiador. En efecto, tomando un elemento diferencial de tubo en una posición se cumplirá que:

$$\dot{q}_{(x,t)}\pi Ddx = h(T_{w(x,t)} - T_{s(x,t)})\pi Ddx = \rho_f c_{p,f} u_f dT \quad (6)$$

siendo D (m) el diámetro del tubo, h ($W/(^{\circ}C \cdot m^2)$) el coeficiente de intercambio térmico por convección entre fluido y tubo, $T_{s(x,t)}$ ($^{\circ}C$) la temperatura local del suelo alrededor del tubo y $T_{w(x,t)}$ ($^{\circ}C$) la temperatura del agua. El flujo de calor variaría en cada punto, $h(T_{w(x,t)} - T_{s(x,t)})$ incluso aunque la temperatura del suelo fuera constante, ya que la temperatura del fluido no lo sería. En este caso la transferencia sería mayor al inicio del circuito, porque es donde la diferencia de temperaturas entre fluido y suelo es mayor. Por ejemplo, suponiendo $T_{s(x,t)} = T_{0,s} = cte.$, la integración de la ecuación (6) anticipa que, cuando el fluido entra con una temperatura T_{out}^{GHP} , se produciría un intercambio de calor global en un recorrido de longitud L (m) dado por:

$$\dot{Q}_{exc} = h\pi DL \frac{T_{in}^{GHP} - T_{out}^{GHP}}{\ln\left(\frac{T_{0,s} - T_{in}^{GHP}}{T_{0,s} - T_{out}^{GHP}}\right)} \quad (7)$$

Igualando las ecuaciones (4) y (7) se podría conocer la longitud total que debería tener un circuito para dar un determinado salto térmico si la temperatura del suelo se mantuviera constante a lo largo de la superficie de intercambio. También se podría obtener la variación de temperatura del fluido en cada punto y por tanto el valor del flujo de calor local. Sin embargo, ni la temperatura varía linealmente a lo largo del recorrido ni el flujo de calor es constante. Si se tiene en cuenta que en el circuito cerrado no se dispone en modo lineal, se producirán interacciones entre tramos próximos del circuito. En ese caso el planteamiento presentado hasta ahora es insuficiente. En ocasiones es posible simplificar y suponer que en un circuito cerrado embebido en un pilote, pantalla, losa o elemento de sostenimiento se produce un intercambio de calor constante en su longitud o superficie. Asumiendo esta simplificación, la valoración del recurso geotérmico consiste en la determinación de la longitud o superficie del elemento termoactivo para que la potencia unitaria de calor intercambiado permita mantener la eficiencia de la bomba geotérmica. En el caso de pantallas termoactivas se define la potencia unitaria por unidad de superficie, $\dot{q}_{exc}$ (W/m^2) Si el intercambiador embebido en la pantalla tiene una superficie S (m^2) resulta:

$$\dot{q}_{exc} = \frac{\dot{Q}_{exc}}{S} \quad (8)$$

Para un pilote la potencia unitaria se definiría en cambio por longitud de pilote termoactivo.

3.2.3 – Factor de utilización

Las bombas de calor no trabajarán a máxima potencia durante toda la temporada. Se define como factor de utilización (tanto de calefacción como de refrigeración), referido a un periodo de tiempo τ (p.e. horas, días, meses o temporadas), $f_{\tau,C(t)}$ o $f_{\tau,R(t)}$ al porcentaje de ese tiempo en el que las bombas tendrían que trabajar a la máxima potencia para, estando paradas el resto del tiempo, bombear el mismo calor al final de esa temporada. Indistintamente, se puede definir como el

porcentaje de la potencia máxima que debería tener la bomba para, trabajando sin interrupción durante todo ese tiempo, haber bombeado el mismo calor al final del periodo.

Con cualquiera de estas dos definiciones del factor de utilización y teniendo en cuenta las ecuaciones (3), (4) y (6) se puede decir que el calor intercambiado unitario medio en modo calefacción durante un periodo τ viene dado por:

$$\langle \dot{q}_{exc,c} \rangle_{\tau} = f_{\tau,c} \dot{q}_{exc,c} = f_{\tau,c} p_c \frac{COP_c}{COP_c + 1} \quad (9)$$

donde $p_c = P_c/S$ (W/m²) es la potencia unitaria de calefacción instalada y $\dot{q}_{exc,c}$ es el calor unitario intercambiado por unidad de tiempo cuando la bomba trabaja en modo calefacción a potencia máxima. En modo refrigeración:

$$\langle \dot{q}_{exc,r} \rangle_{\tau} = f_{\tau,r} \dot{q}_{exc,r} = f_{\tau,r} p_r \frac{COP_r}{COP_r - 1} \quad (10)$$

donde $p_r = P_r/S$ (W/m²) es la potencia unitaria de refrigeración instalada y $\dot{q}_{exc,r}$ es el calor unitario intercambiado por unidad de tiempo cuando la bomba trabaja en modo refrigeración a potencia máxima.

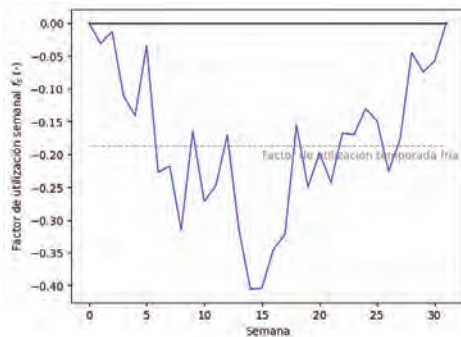


Fig. 2 – Variación del factor de utilización semanal durante una temporada fría de 31 semanas y factor de uso medio de esa temporada.

El factor de utilización de un periodo además varía con el tiempo, ya que la demanda de calefacción o refrigeración varía con la temperatura exterior. En la Figura 2 se muestra un ejemplo de factor de utilización semanal estimado para una temporada fría en Madrid. En la semana más fría del invierno se alcanzaría un valor de $f_{w,c} = 0,4$, lo cual quiere decir que durante esa semana es como si la bomba hubiera trabajado el 40% del tiempo a máxima potencia. El factor medio de toda la temporada fría, en base a las hipótesis consideradas (ver sección 5.1) se situaría alrededor de $f_{s,c} = 0,19$.

3.2.4 – Planteamiento del problema de calor

El calor intercambiado unitario medio expresado mediante las ecuaciones (9) y (10) se puede utilizar para modelar el flujo que se aplicará en el problema de contorno a estudiar. La solución de este problema permitirá conocer la variación de temperatura en el suelo y las consecuencias de la interacción suelo-estructura asociada. El problema de transmisión de calor para un medio con

conductividad térmica constante, consiste en la resolución de la siguiente ecuación de derivadas parciales junto con las condiciones iniciales y de contorno del problema:

$$\rho c_p \frac{\partial T}{\partial t} - \lambda_s \Delta T = \dot{q}_{vol} \quad (11)$$

donde $\dot{q}_{vol}$ (W/m³) representa las posibles fuentes o sumideros de energía, ρ (kg/m³) es la densidad del suelo, c_p (J/(kg· °C)) es su calor específico y λ_s (W/(m· °C)) es su conductividad térmica. Las condiciones de contorno habituales son las de temperatura impuesta (tipo Dirichlet), flujo de calor impuesto (Neumann) y flujo de calor dependiente linealmente de la temperatura (Robin). En este caso, en los contornos termoeactivos se impondrá:

$$(\lambda_s \nabla T) \cdot \mathbf{n} = \langle \dot{q}_{exc} \rangle_{(t)} \quad (12)$$

donde $\mathbf{n}$ (m) es el vector normal al contorno y $\langle \dot{q}_{exc} \rangle_{(t)}$ (W/m²) es flujo de calor medio a aplicar en el contorno.

3.3 – Consideraciones termomecánicas

El terreno y el hormigón y acero de las pantallas experimentan dilataciones y contracciones con los aumentos y disminución de temperatura. En la escala de variación térmica esperada en una pantalla termoeactiva se puede asumir un comportamiento termoelástico de acuerdo con el cual las deformaciones unitarias longitudinales, ε_{ii} (-), se pueden asociar con los cambios de temperatura mediante la expresión siguiente:

$$\varepsilon_{ii} = \alpha(T - T_0) \quad (13)$$

donde α (1/K) es el coeficiente de expansividad térmica, T_0 (°C) es la temperatura de referencia y T (°C) es la temperatura en cada punto. La temperatura en cada punto se obtiene de la resolución de la ecuación (11) con sus condiciones iniciales y de contorno.

4 – RESOLUCIÓN DEL PROBLEMA

4.1 – Niveles de aproximación

Tanto la valoración del recurso geotérmico como la evaluación de los efectos estructurales producidos por la termoeactivación se pueden abordar con diferentes niveles de aproximación (González Tejada et al., 2022), a saber:

- Nivel 0: Valores de referencia obtenidos de la literatura técnica u obtenidos en experiencias anteriores.
- Nivel 1: Modelos basados en soluciones analíticas de la ecuación del calor y de mecánica de medios continuos o teoría de estructuras.
- Nivel 2: Modelos numéricos que resuelven un problema de contorno en el que la termoeactivación se introduce como condición de contorno (flujos térmicos) o fuentes o sumideros de calor.
- Nivel 3: Modelos numéricos que resuelven un problema de contorno en el que la termoeactivación se introduce teniendo en cuenta la temperatura del fluido, su caudal y su recorrido.

4.2 – Nivel 0: Valores de referencia

El nivel más básico de análisis consiste en utilizar valores de referencia obtenidos de la literatura científica o basarse en experiencias anteriores. Por ejemplo, para estimar la potencia unitaria instalada de calefacción es habitual considerar los en los siguientes rangos propuestos por Brandl (2006):

- Para pilotes termoactivos con diámetro entre 0,3 y 0,5 m: $p_C = 40 - 60 \text{ W/m}$ de tramo termoactivo.
- Para pilotes termoactivos con diámetro superior a 0,6 m: $p_C = 35 \text{ W/m}^2$ de contacto con el terreno.
- Para muros pantalla, pantallas de pilotes: $p_C = 30 \text{ W/m}^2$.
- Para losas de cimentación: $p_C = 10 - 30 \text{ W/m}^2$.

En cuanto a los esfuerzos o deformaciones esperables en pilotes o pantallas hay menos información.

El uso de valores de referencia debe considerarse como una primera aproximación que puede ser conservadora en algunos casos y optimista en otros. Las razones de esta variabilidad son varias. Según Narsilio et al. (2014) existen diversos factores que condicionan el rendimiento de la bomba de calor, tales como la geología y la presencia o no de agua y flujos subterráneos, las propiedades térmicas de los materiales de la estructura y del suelo, el clima local, las dimensiones de la estructura, el uso de la bomba de calor, la configuración y posición de los circuitos y, muy importante, el equilibrio o desequilibrio de los usos entre las temporadas de calefacción y refrigeración. Se concluye que este enfoque es muy limitado y puede conllevar problemas de rendimiento y de retorno de la inversión.

4.3 – Nivel 1: Soluciones analíticas

Existen soluciones analíticas de la ecuación del calor, ecuación (11), en régimen transitorio. Con condiciones de contorno dadas pueden ser muy útiles para predecir la variación con el tiempo del campo de temperaturas en el suelo en los problemas de termoactivación. Estos métodos, para el caso de intercambiadores verticales aislados, se pueden encontrar en recomendaciones como IDAE (2012) o IGSHPA (2000). En el caso de pantallas se puede recurrir a la solución del caso de un medio semi-infinito con un flujo de calor constante en su superficie. En esta situación tenemos que la temperatura a una profundidad z en un instante t viene dada por (Carslaw y Jaeger (1959):

$$T_{(z,t)} = T_0 + \langle \dot{q}_{exc} \rangle \left[\frac{2}{\lambda_s} \sqrt{\frac{\alpha_s t}{\pi}} \exp\left(-\frac{z^2}{4\alpha_s t}\right) - \frac{z}{\lambda_s} \operatorname{erfc}\left(\frac{z}{2\sqrt{\alpha_s t}}\right) \right] = T_0 + \langle \dot{q}_{exc} \rangle G_{(z,t)} \quad (14)$$

donde $\alpha_s = \lambda_s / \rho c_p$ (m^2/s) es la difusividad térmica del suelo.

Con la ecuación (14), y conocidos los parámetros termodinámicos del suelo, se puede estimar el máximo valor de $\langle \dot{q}_{exc} \rangle$ que limita la variación de temperatura a un cierto nivel tras un tiempo t de operación. Por ejemplo, si se desea limitar la temperatura de trabajo del fluido, se debe limitar la temperatura en la interfaz. Haciendo $z = 0$ la ecuación (14) se transforma en:

$$T_{(z=0,t)} = T_0 + \langle \dot{q}_{exc} \rangle \frac{2}{\lambda_s} \sqrt{\frac{\alpha_s t}{\pi}} \geq T_{min} \quad (15)$$

donde T_{min} ($^{\circ}\text{C}$) es la temperatura mínima que se desea imponer en la interfaz.

La ecuación (15) puede ser útil para predecir la dilatación o retracción térmica del suelo. Una vez conocida la variación de temperaturas en el terreno, usando las ecuaciones (13) y (14) se puede predecir cuál es el desplazamiento de la superficie libre como:

$$\Delta z_{sup}(t) = \int_0^{\infty} \alpha(T_{(z,t)} - T_0) dz = \langle \dot{q}_{exc} \rangle \alpha \int_0^{\infty} G_{(z,t)} dz \quad (16)$$

Si se está inyectando calor en el suelo, este aumentará su temperatura en la zona superficial y se producirá una expansión por dilatación térmica. Si la superficie estuviera totalmente libre esta vendría determinada por la ecuación (16). Si por el contrario el movimiento estuviera totalmente impedido, se produciría una variación de las tensiones. En GHSP (2012) se puede consultar el incremento de los esfuerzos en pilotes ejecutados en Londres. Rotta Loria y Laloui (2017) elaboraron algunos ábacos de diseño de pilotes obtenidos mediante simulación numérica. Para pantallas hay menos información. Como primera aproximación al incremento de la presión exterior, se podría estimar utilizando un módulo de balasto equivalente para el suelo. Con esta hipótesis la pantalla será flexible y puede tener algunos movimientos impedidos. El cambio en la ley de momentos flectores, cortantes y axiles será más complejo y dependerá de la interacción entre suelo y estructura en cada caso.

Una de las ventajas de la aproximación en nivel 1 frente a los valores de referencia es que estos modelos sí tienen en cuenta las propiedades termodinámicas del suelo (λ_s y α_s), los límites de variación de temperatura que se quieren imponer, (por ejemplo. T_{min}), y el factor de utilización (implícitamente incluido en $\langle \dot{q}_{exc} \rangle$). Su principal desventaja es que desestiman la capacidad de intercambio en suelo bajo el pie de la pantalla. Además, no pueden considerar contornos diferentes al termoactivado y, sobre todo, que no resuelven bien el problema de interacción suelo-estructura, (aunque sí pueden ser útiles para obtener un orden de magnitud del problema).

4.4 – Nivel 2: Modelos numéricos que asumen un intercambio de calor uniforme a lo largo del circuito.

En este nivel de aproximación, se modela el suelo reproduciendo lo más fielmente posible la geometría del problema, las propiedades del suelo, las condiciones iniciales y de contorno. Las ecuaciones del calor y las del problema termomecánico se resuelven numéricamente. La termoactivación se incluye como un intercambio de calor unitario que es uniforme en los contornos termoactivos y que modula su intensidad en el tiempo en base a los factores de utilización en cada instante. La variación en el tiempo puede abordarse con distintos niveles de precisión utilizando factores de utilización medios para toda la temporada o por meses, semanas, días o incluso horas. Para factores de utilización variables en el tiempo, la ecuación del calor se puede resolver aplicando el principio de superposición. A medida que se utilizan factores de utilización medios se suaviza esta respuesta. Se pierde precisión, pero la elevada inercia térmica hace que estas diferencias generalmente no sean importantes.

4.5 – Nivel 3: Modelos numéricos que estiman el flujo de calor en base a la temperatura del fluido y a la temperatura local del suelo

Se plantea el mismo problema de contorno que en el caso anterior y también se resuelve numéricamente. La diferencia se produce en la manera de incluir la termoactivación: se define el recorrido del fluido, se impone el caudal y su temperatura de entrada en el circuito y a partir de ahí se produce una interacción de doble sentido como consecuencia de la transferencia de calor entre fluido y suelo.

5 – APLICACIÓN AL FALSO TÚNEL DE LA A-5 – APROXIMACIÓN EN NIVEL 2

5.1 – Caracterización de la demanda

La caracterización de la demanda se ha hecho considerando las temperaturas horarias registradas en la estación meteorológica de Casa de Campo, situada a unos 1,15 km del eje del inicio túnel. Los datos provienen de la base de datos del Ayuntamiento de Madrid (2024). Se ha analizado un periodo de 5 años transcurrido entre octubre de 2019 y septiembre de 2024.

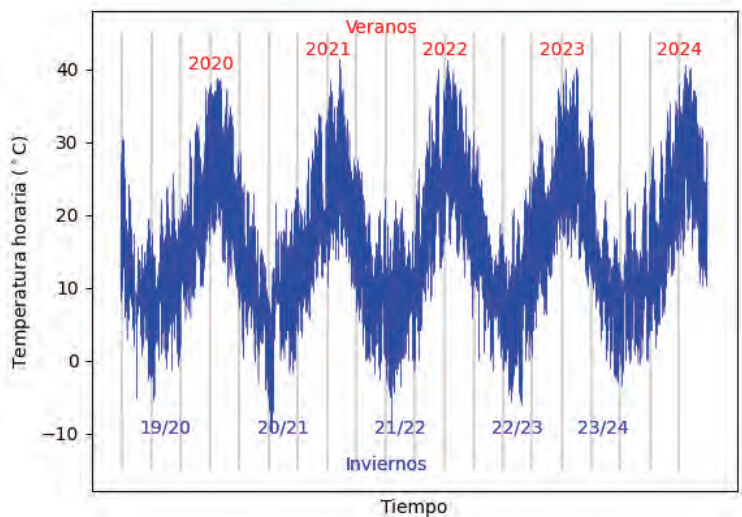


Fig. 3 – Temperaturas horarias exteriores registradas en la estación de Casa de Campo entre octubre de 2019 y septiembre de 2024.

La temperatura media registrada en este periodo fue de 15,6°C y las temperaturas máxima y mínima fueron 41,4°C y -9,9°C, respectivamente.

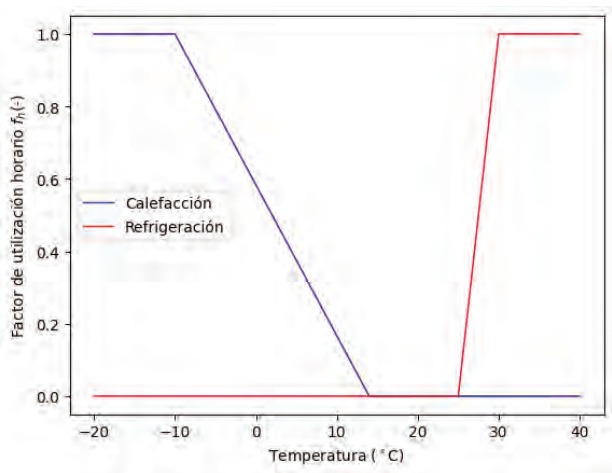


Fig. 4 – Funciones de demanda sintéticas utilizadas para determinar la demanda horaria de calefacción o refrigeración medios en función de la temperatura exterior.

Las temperaturas horarias se han utilizado para estimar los factores de utilización horarios mediante curvas de demanda sintéticas basadas en funciones de tipo rampa (Figura 4). Se ha supuesto que la demanda de calefacción se produce entre octubre y abril cuando la temperatura exterior baja de 14°C. Una segunda hipótesis es considerar que la potencia demandada crece linealmente hasta alcanzar $f_{h,C} = 1,0$ por debajo de -10°C.

Para la refrigeración se ha supuesto que esta se produce entre mayo y septiembre cuando la temperatura exterior supera los 25°C, y que la máxima potencia se produce por encima de 30°C. En sistemas híbridos, la elección de estos umbrales es arbitraria, siempre y cuando se garantice que el calor inyectado y extraído estén compensados al final del periodo considerado. Si no se cumple esta hipótesis deben existir sistemas de calefacción y refrigeración alimentados con otras fuentes de que puedan complementar la demanda cuando sea necesario.

Por cuestiones de practicidad y para reducir el coste de computación, en esta investigación se han considerado variaciones semanales del factor de utilización., esto es, el uso medio de la calefacción o refrigeración en cada semana.

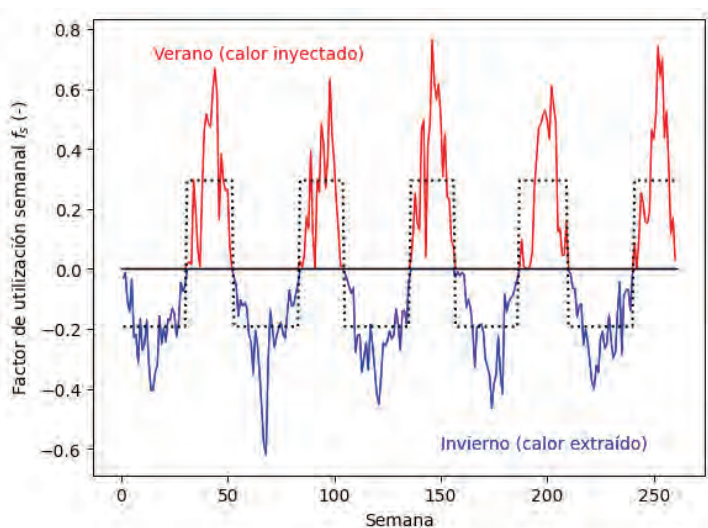


Fig. 5 – Factores de utilización semanales obtenidos tras promediar sobre los factores de utilización horarios de cada semana.

En la Figura 5 se muestran los factores de utilización semanales, tanto para el uso en calefacción (calor extraído del suelo) como en refrigeración (calor inyectado al suelo). En el periodo contemplado, los factores de utilización parciales medios de la temporada para calefacción y refrigeración fueron $f_{s,C} = 0,19$ y $f_{s,R} = 0,30$, respectivamente.

5.2 – Modelado numérico (nivel 2)

Para estudiar la interacción entre el suelo y la estructura termoactiva se ha realizado un modelo de elementos finitos de una sección representativa del falso túnel. Los cálculos se han realizado con el programa MIDAS GTS-NX. Se ha escogido una sección en la que las sobrecargas de uso en el terreno son mayores (40 kPa) y de las de mayor profundidad. Las dimensiones serían: solera situada se han supuesto elásticos y lineales, con un criterio de rotura de tipo Mohr-Coulomb. Las características geométricas y los materiales se muestran en la Figura 6.

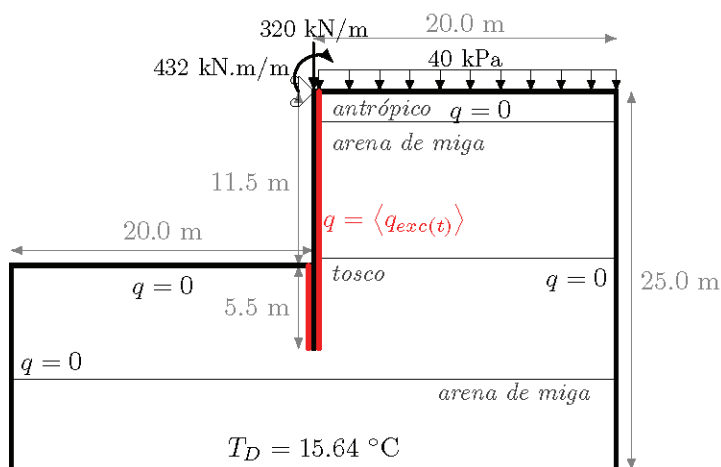


Fig. 6 – Esquema del modelo termomecánico utilizado para evaluar el recurso geotérmico y la interacción suelo-estructura.

Los parámetros geotécnicos utilizados en este trabajo (Tabla 1) se han estimado escogiendo valores típicos situados dentro de los rangos referidos por Oteo Mazo et al. (2003) y tratando de reproducir lo más fielmente posible las deformaciones y leyes de esfuerzos estimados en el Proyecto de Construcción.

Tabla 1 – Propiedades mecánicas y térmicas de los materiales tipo suelo utilizadas en este estudio.

Material	Módulo de Young	Módulo de Poisson	Ángulo de rozamiento	Cohesión	Peso específico
	E (kPa)	ν (-)	ϕ' (°)	c' (kPa)	γ_{ap} (kN/m³)
Relleno antrópico	8000	0,35	28	0	18
Arenas de miga / tosquizas	55000	0,30	33	10	20
Tosco	150000	0,30	30	25	21

Los parámetros termodinámicos se han estimado de acuerdo con los valores habitualmente reportados para este tipo de suelos y contenidos de humedad (Pahud, 2002; CFMSG, 2017). De acuerdo con la granulometría de las arenas de miga y toscos y con el grado de saturación se puede concluir (Farouki, 1986) que en este caso el mecanismo de transferencia de calor principal será la conducción térmica. Tras considerar valores de referencia reportados en la literatura (CFMSG, 2017) se ha establecido una conductividad térmica de $\lambda_s = 1.0 \text{ W/(m} \cdot ^\circ\text{C)}$ para los suelos y de $\lambda_c = 1,5 \text{ W/(m} \cdot ^\circ\text{C)}$ para el hormigón. La capacidad calorífica se ha tomado $c_{p,s} = 800 \text{ J/(kg} \cdot ^\circ\text{C)}$ de media para los suelos y $c_{p,h} = 1500 \text{ J/(kg} \cdot ^\circ\text{C)}$. E coeficiente de expansividad térmica empleado ha sido $\alpha_s = 1,2\text{E-}5 \text{ (1/} ^\circ\text{C)}$.

La pantalla se ha modelado con elementos tipo viga unidimensionales con sección transversal circular de 0,8 m de diámetro y espaciamiento entre ejes de 0,95 m. Estas dimensiones se corresponden con las de los pilotes de la pantalla estudiada. Entre pantalla y suelo se ha introducido una interfaz elástica lineal. La resistencia máxima al desplazamiento se ha definido un criterio tipo Mohr-Coulomb.

El tipo de cálculo desarrollado ha sido termo-mecánico acoplado. Las etapas de excavación se modelaron en régimen permanente, mientras que la termoactivación se resuelve en régimen transitorio con pasos temporales de $\Delta T = 1,0$ día. No se ha recurrido a un modelo termo-hidro-mecánico debido a la no presencia de niveles freáticos estables en la zona afectada.

El modelo contempla las siguientes etapas:

- Situación inicial con pantalla de pilotes y sobrecarga en el trasdós.
- Excavación del relleno antrópico y ejecución de la losa superior.
- Excavación bajo la losa superior hasta la profundidad de 11,5 m y ejecución de la losa inferior.
- Termoactivación.

La última etapa consiste en un estudio en régimen transitorio en el que la pantalla inyecta o extrae calor en función de la demanda, con una variación semanal.

La condición termodinámica inicial es la de temperatura constante $T_0 = 15,64^\circ\text{C}$. La simulación comienza al principio del otoño, cuando la temperatura media diaria se acerca mucho a la temperatura media anual.

Las condiciones de contorno consideradas fueron:

- Temperatura constante igual a la temperatura inicial en la parte inferior ($T_0=15,64^\circ\text{C}$).
- Condiciones de contorno adiabáticas en los laterales, en el fondo del túnel y en la parte superior del terreno del trasdós.
- Flujo de calor uniforme y variable en el tiempo en la pantalla termoactiva. se ha supuesto que los circuitos pueden intercambiar a ambos lados y que, por tanto, ahí la inyección o extracción de calor es el doble de la que ocurre en el tramo correspondiente con la zona excavada.

$$\langle \dot{q}_{exc} \rangle_{exc,eq} H_t = \langle \dot{q}_{exc} \rangle_{exc} H_{ex} + 2 \langle \dot{q}_{exc} \rangle_{exc} H_{em} \quad (17)$$

donde $\langle \dot{q}_{exc} \rangle_{exc,eq}$ (W/m^2) es el calor unitario intercambiado por unidad de tiempo equivalente de la pantalla, $\langle \dot{q}_{exc} \rangle_{exc}$ (W/m^2) es el calor unitario intercambiado por unidad de tiempo en la interfaz entre suelo y pantalla y H_t (m), H_{ex} (m) y H_{em} (m) son, respectivamente, las alturas total de la pantalla, de la zona de excavación y del empotramiento.

- Según el Proyecto de Construcción (ESTEYCO y SUBTERRA, 2023), los esfuerzos máximos en la losa son un esfuerzo axil de 320 kN/m y un momento flector de 432 kN·m/m. La losa tiene coaccionado el desplazamiento lateral.

Con este modelo se probaron diferentes niveles de potencia instalada unitaria, intentando maximizar el calor intercambiado y evitando que la temperatura del trasdós aumentase o disminuyera más de 13°C . En base a las curvas de funcionamiento de las bombas de calor seleccionadas, se puede contrastar si este límite está justificado en lo que se refiere al rendimiento térmico. En cuanto a la interacción suelo estructura, se debe valorar si los desplazamientos o esfuerzos impuestos son asumibles para no comprometer la seguridad ni el servicio. Finalmente conviene evitar temperaturas negativas que pudieran congelar localmente el agua intersticial.

6 – RESULTADOS

6.1 – Potencia unitaria y variación de temperatura

Se han analizado los resultados en las semanas de los años 1 y 5 con el pico de demanda más intenso (mayor factor de utilización), tanto de calefacción como de refrigeración. Se ha comprobado el valor de las estimaciones 5 semanas después, ya que, debido a la inercia térmica del suelo, los

valores extremos se producen después de los picos de demanda. En la Figura 7 se muestran los campos de temperatura y de movimientos estimados tras el fin del primer invierno y en las Figura 8 y 9 se muestran las temperaturas y movimientos tras el último verano de la serie.

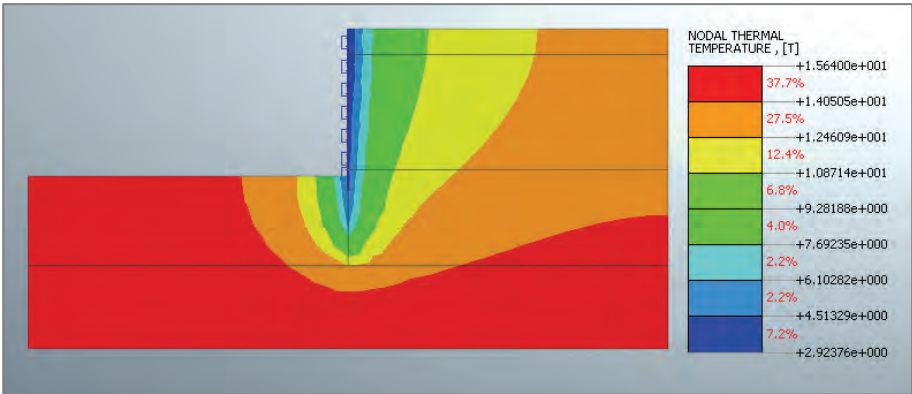


Fig. 7 – Temperatura estimada en el suelo después del primer invierno simulado, con valores comprendidos entre 2,9 y 15,64°C. Los porcentajes indican el área con temperatura comprendida dentro de cada intervalo.

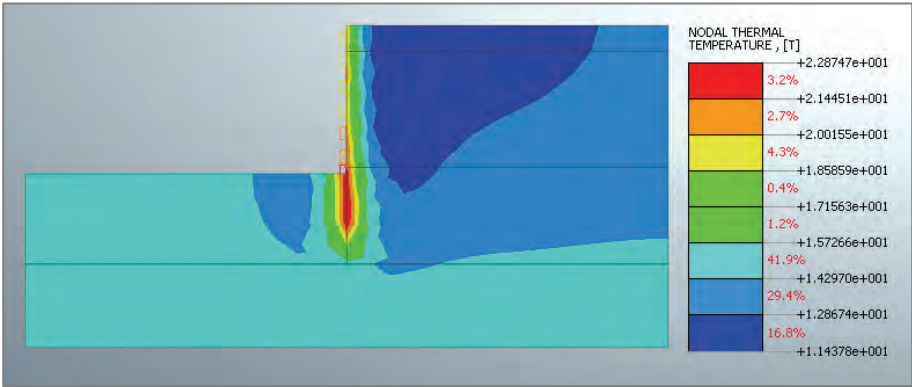


Fig. 8 – Temperatura estimada en el suelo después del quinto verano simulado (temperaturas entre 11,4 y 22,9°C). Los porcentajes indican el área con temperatura comprendida dentro de cada intervalo.

6.2 – Potencia unitaria y variación de temperatura

Se han realizado varias simulaciones hasta garantizar que en los instantes de control la temperatura mínima esté en todo momento por encima de 0°C. El valor más bajo se ha hallado el primer año: $T_{min} = 2,3\text{ }^{\circ}\text{C}$. Esto se ha conseguido fijando un calor unitario intercambiado por unidad de tiempo a potencia máxima de $\dot{q}_{exc,R} = q_{exc,C} = 12,0\text{ W/m}^2$. Si $f_{season,C} = 0,19$, se corresponde, mediante la Ecuacione 9, con un calor medio intercambiado en la temporada fría de $\langle \dot{q}_{exc} \rangle_{exc,C} = -3,0\text{ W/m}^2$, es decir, que es como si la bomba hubiese estado 7 meses extrayendo de media 3,0 W/m² de calor del suelo. Si además $COP_C = 4,0$, mediante la Ecuación (9) se obtendría una potencia unitaria instalada de $p_C = 20,0\text{ W/m}^2$.

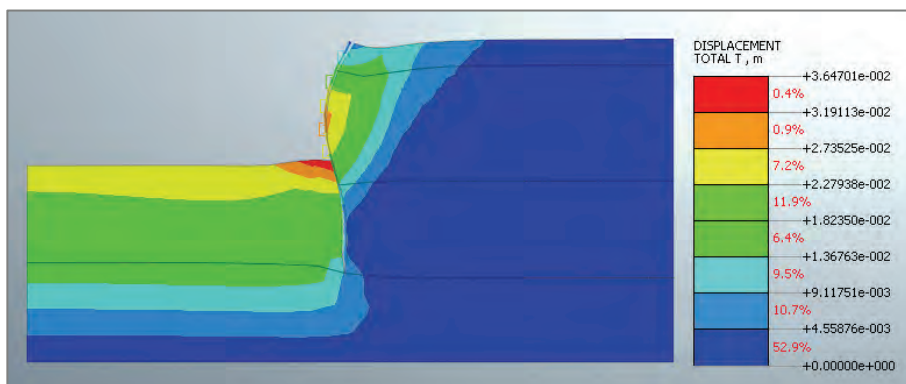


Fig. 9 – Movimientos totales estimados en el suelo después del quinto verano simulado (entre 0 y 36,5 mm). Los porcentajes indican el área con desplazamiento comprendido dentro de cada intervalo.

6.3 – Efecto estructural

En las Figuras 10 y 11 presentan las variaciones en las leyes de momentos flectores causadas por la termoactivación a diferentes profundidades de la pantalla y del tiempo. Estos se comparan con los reportados en el Proyecto de Construcción tras la excavación, cuyo cálculo se realizó modelando la interacción entre la pantalla y el suelo mediante resortes. Lo mismo se hace en las Figuras 12 y 13 para los esfuerzos cortantes y en las Figuras 14 y 15 para los desplazamientos horizontales.

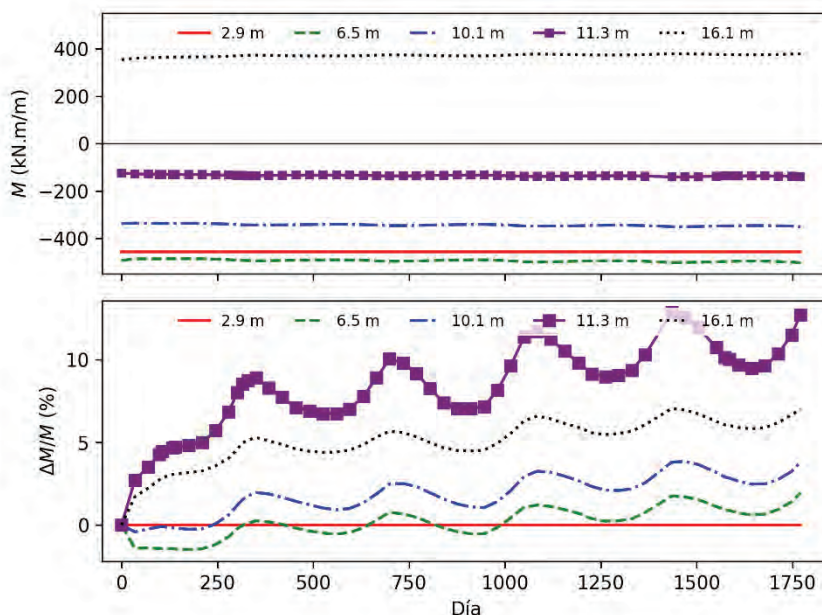


Fig. 10 – Variación con el tiempo del momento flector medido a varias profundidades de la pantalla (desde su cabeza) en valor absoluto y porcentual causado por la termoactivación.

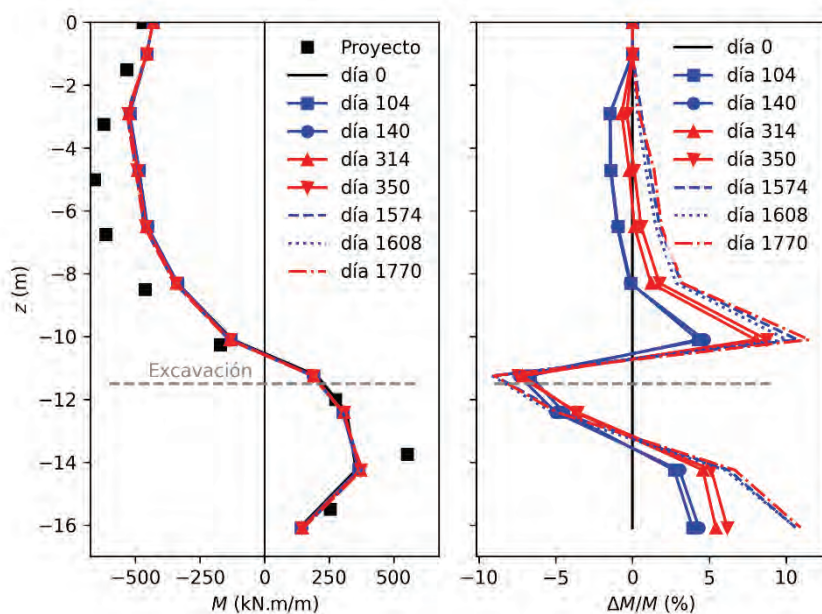


Fig. 11 – Ley de momentos flectores en la pantalla y efecto de la termoactivación en varios instantes.

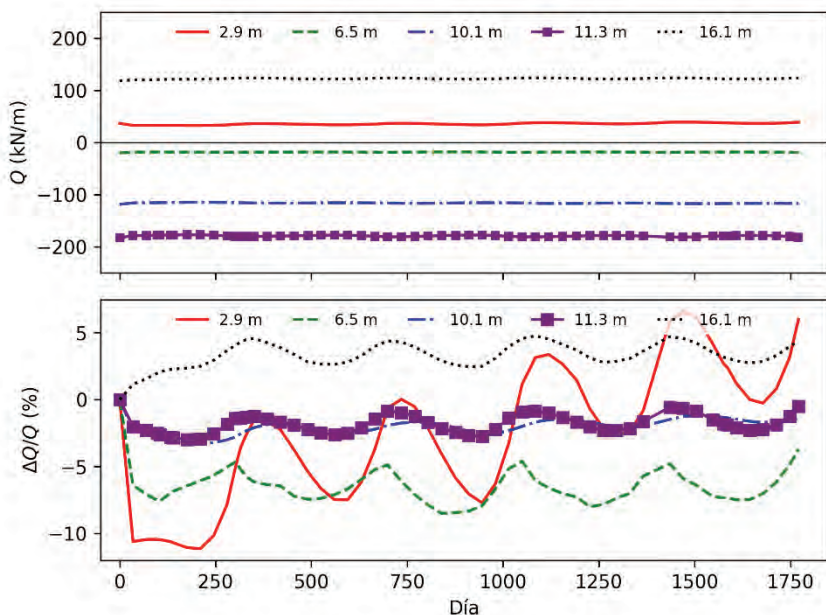


Fig. 12 – Variación con el tiempo del esfuerzo cortante medido a varias profundidades de la pantalla (desde su cabeza, apuntalada) en valor absoluto y porcentual causado por la termoactivación.

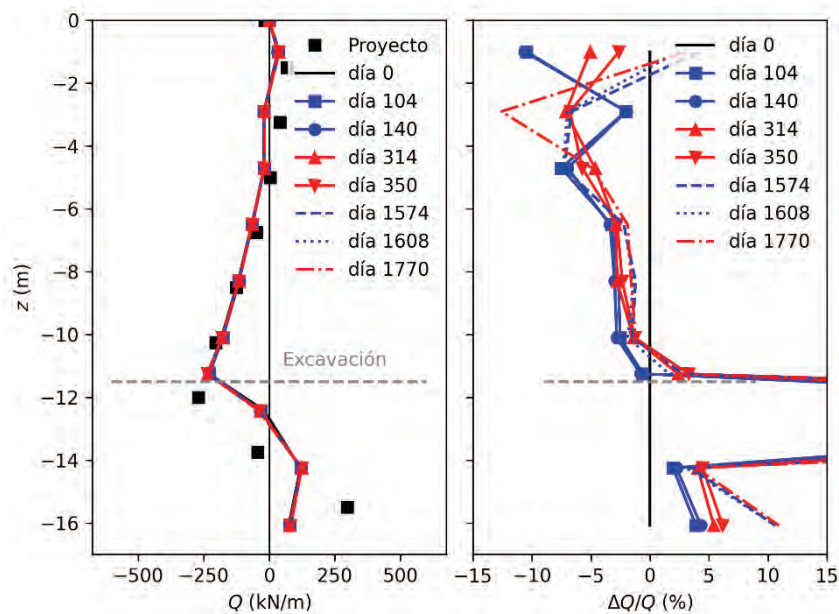


Fig. 13 – Ley de esfuerzos cortantes en la pantalla y efecto de la termoactivación en varios instantes.

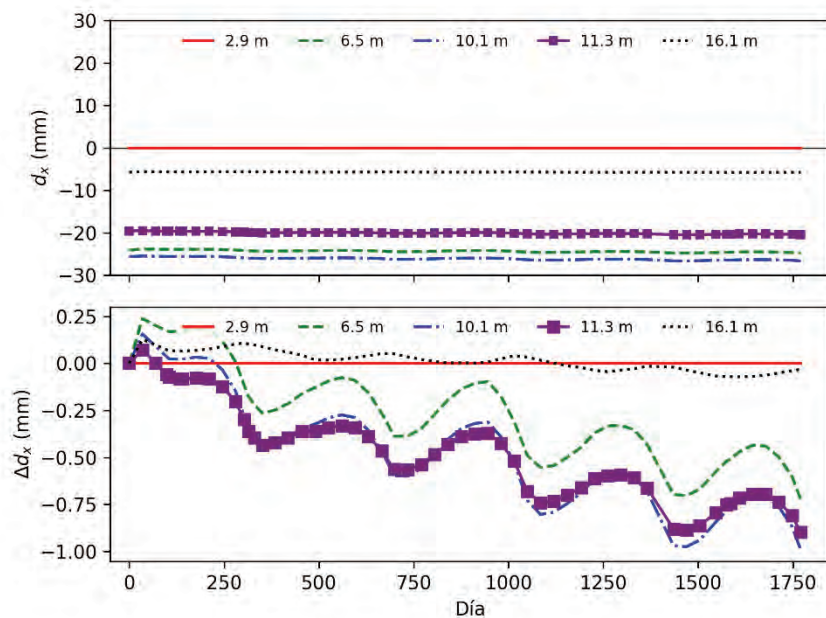


Fig. 14 – Variación con el tiempo del desplazamiento horizontal medido a varias profundidades de la pantalla (desde su cabeza) en valor absoluto e incremental causado por la termoactivación.

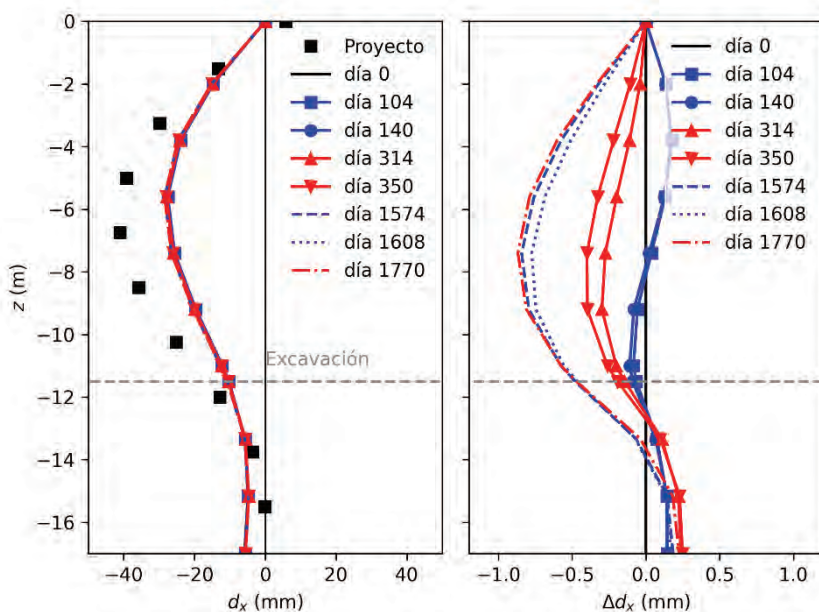


Fig. 15 – Ley de desplazamientos horizontales en la pantalla y efecto de la termoactivación en varios instantes.

7 – DISCUSIÓN

Se observa que, con la termoactivación, y aunque la temperatura en la interfaz suelo-pantalla varíe cíclicamente, se produce también una variación de la temperatura media cada temporada. Si bien los factores de utilización mostrados en la Figura 5 están pensados para equilibrar las extracciones de calor en las temporadas frías con las inyecciones de calor en las temporadas cálidas, la realidad es que se produce una transferencia de calor desde la pantalla al terreno o a la inversa. Esto explica que haya histéresis y no se recupere la temperatura inicial en la interfaz. Un cambio en los patrones de consumo (p.e. reducir la inyección de calor durante una temporada) permitiría recuperar las temperaturas iniciales.

Otro aspecto importante que condiciona la evolución de las temperaturas es el momento en el que se empieza a operar. En este caso, se comenzó con una extracción de calor en temporada fría. Si luego se inyectase el mismo calor en la temporada cálida siguiente, se prevería un trabajo en el rango situado entre la temperatura mínima y una temperatura ligeramente por encima de la inicial. Esto hace que se produzcan fundamentalmente una contracción térmica del suelo, con un menor impacto en la pantalla que lo que supondría la dilatación térmica que ocurriría con un rango de trabajo por encima de la temperatura inicial. Se concluye que el comportamiento vendrá condicionado por la estrategia de explotación, por ejemplo, se podría comenzar en la temporada cálida o seguir haciéndolo en la fría pero aumentando la inyección de calor en la primera temporada caliente para que la bomba trabajase en contacto con un suelo en un rango centrado en la temperatura inicial (por ejemplo, $T \in [3,30]$ °C). Además, de cara al diseño del sistema, la estrategia de explotación debe tener en cuenta la variación de temperaturas en el largo plazo (evaluando típicamente el comportamiento esperado tras 25 o 30 años de explotación).

En relación con la potencia unitaria instalable para evitar temperaturas por debajo de 2°C se obtiene un valor $p_c = 20,0$ W/m² más bajo del reportado para pantallas por Brandl (2006),

30,0 W/m². Esto se explica por la relativamente baja conductividad térmica asignada al terreno y por la poca profundidad de la pantalla.

Como puede verse el efecto estructural de la termoactivación en este caso es muy limitado, algo que ya han reportado otros autores en pantallas (Bourne et al., 2016; Sterpi et al., 2017; Barla et al. 2020; Dai et al., 2023; Zhou et al., 2023; Hu et al., 2024). Las variaciones máximas de momento flector o esfuerzo cortante están próximas al 10% pero no se producen en los puntos que ya estaban más solicitados. Con los factores de seguridad habituales (p.e. 1,5) esta variación sería asumible. Aunque los esfuerzos aumenten cada temporada esto se explica por el hecho de que la variación de la temperatura en la interfaz también lo hace. Bastaría con cambiar el patrón de uso para corregir este fenómeno, que además estaría limitado por los umbrales establecidos para garantizar el rendimiento de la bomba de calor. Con respecto a los desplazamientos, se esperan movimientos en la zona central inferiores a 1 mm, cuando de la propia excavación ya se esperaban variaciones de unos pocos centímetros.

Para reforzar estas ideas, se puede recurrir a los modelos aproximados del nivel 1. En efecto, teniendo en cuenta un calor medio extraído durante la temporada de $\langle \dot{q}_{exc} \rangle_{exc,C} = -3,0$ W/m² en cada superficie de contacto pantalla-suelo, se podría obtener mediante la ecuación (13) cuál es la variación de temperatura representada tras 7 meses de operación (Figura 15). El mínimo se esperaría en $T_{min} = 4,5^{\circ}\text{C}$, próximo al obtenido mediante nivel 2. Las diferencias se deben a que en aquel caso el calor extraído no fue constante y a las condiciones de contorno.

El modelo aproximado de nivel 1 también puede usarse para entender el efecto de la conductividad del suelo. En efecto en la Figura 15 se también cómo si la conductividad del suelo fuera el doble, las temperaturas mínimas alcanzadas cuando se extrae el mismo calor medio durante 7 meses, son sensiblemente superiores ($T_{min} = 4,5^{\circ}\text{C}$ para $\lambda_s = 1,0$ W/(m·°C) frente a $T_{min} = 10^{\circ}\text{C}$ para $\lambda_s = 2,0$ W/(m·°C). Por lo tanto, con una conductividad mayor se podría extraer más calor del suelo. Esto demuestra que la baja conductividad del suelo es la responsable de la relativamente baja potencia unitaria instalable en el caso investigado.

Finalmente, mediante la Ecuación (16) se puede estimar la retracción térmica que experimentaría el suelo debido a una disminución de la temperatura. El resultado es del orden de 0,2 mm. Si bien la interacción suelo estructura es la que condicionará la deformación en cada punto, se puede ver que tras el pico de demanda del primer invierno la deformación horizontal máxima era de ese orden (Figura 15).

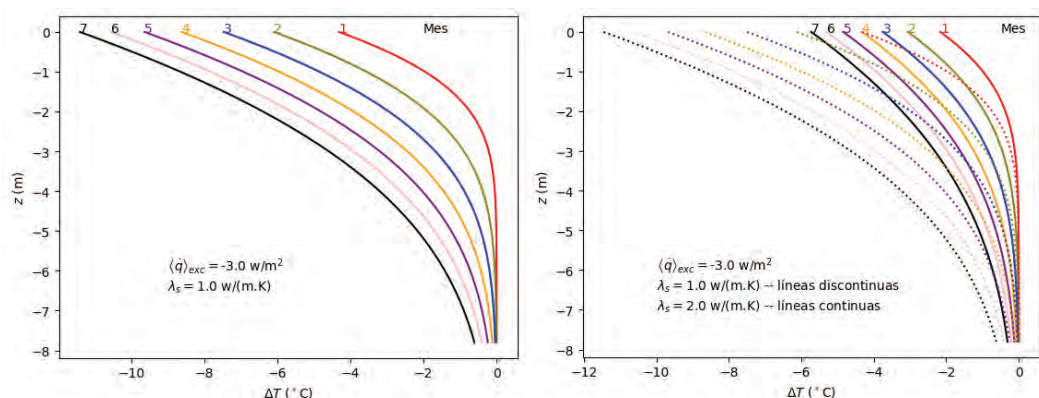


Fig. 16 – Variación de temperatura estimada con la profundidad tras 7 meses de operación y de acuerdo con un modelo analítico simplificado (Ecuación (9)).

8 – CONCLUSIÓN

En este trabajo se ha analizado cómo la termoactivación de los muros pantallas afectan a la interacción suelo-estructura. Primero se han presentado los niveles de aproximación del problema, tanto para valorar el recurso geotérmico como para limitar el efecto estructural. Después se han aplicado estos modelos a un caso real de un falso túnel en construcción en Madrid. Al no esperarse la existencia de un nivel freático estable en la zona de actuación, no ha sido necesario recurrir a una modelización termo-hidro-mecánica.

Debido a la relativamente baja conductividad asignada en esta investigación a los suelos de Madrid ($\lambda_s = 1,0 \text{ W/(m}^\circ\text{C)}$) y a la profundidad de las pantallas (17 m de profundidad en la sección considerada, con profundidad bajo solera de 5,5 m), la potencia unitaria instalable parece estar en este caso más cerca de 20 W/m^2 que de los 30 W/m^2 usados como valor de referencia. Este límite se impone para evitar que la temperatura disminuya por debajo de 2°C en en cualquier punto durante el periodo de explotación. No obstante, una estrategia más inteligente y un control en tiempo real podría permitir un rango de temperaturas de trabajo más amplio, lo que al final se traduciría en una mayor potencia instalable.

Con respecto al efecto estructural este se prevé muy reducido y además no ocurrirá en los puntos inicialmente sometidos a mayores esfuerzos. En cuanto a los desplazamientos adicionales quedan por debajo de un milímetro para una pantalla que ya esperaba un desplazamiento tras la operación de unos pocos centímetros.

La conclusión principal de esta investigación es que el rendimiento termodinámico es el aspecto más limitante en este caso, ya que va a imponer un rango de temperaturas de trabajo durante la operación en el que los efectos estructurales serán muy limitados. No obstante, las condiciones de contorno y el modo de operación son las que determinan el efecto final en la estructura.

9 – AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la asociación Madrid Subterra su labor promoviendo la exploración y explotación del potencial de energía limpia y renovable del subsuelo de Madrid y en particular su influencia para que el Paseo Verde del Suroeste (Soterramiento de la A5) se haya proyectado como un túnel termoactivo. También agradecen a las Direcciones Generales de Planificación e Infraestructuras de Movilidad y de Energía y Cambio Climático del Área de Gobierno de Urbanismo, Medio Ambiente y Movilidad del Ayuntamiento de Madrid por la información facilitada y por la promoción y ejecución del Paseo Verde del Suroeste (Soterramiento de la A5) como túnel termoactivo.

10 – REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ayuntamiento de Madrid. (2024). Portal de Datos Abiertos del Ayuntamiento de Madrid.
- Arzanfudi, M. M.; Al-Khoury, R.; Sluys, L. J.; Schreppers, G. M. A. (2020). *A thermo-hydro-mechanical model for energy piles under cyclic thermal loading*. Comput. Geotech., 125. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2020.103560>
- Barla, M.; Di Donna, A.; Santi, A. (2018). *Energy and mechanical aspects on the thermal activation of diaphragm walls for heating and cooling*. Renew. Energy, 147. pp. 2654-2663, <https://doi.org/10.1016/j.renene.2018.10.074>
- Barla, M.; Insana, A.; Di Caravacio, A. B. (2023). *Lessons learnt from a full-scale installation of energy walls*. Symposium on Energy Geotechnics 2023, <https://doi.org/10.59490/seg.2023.517>

- Bimaganbetova, M.; Zhang, D.; Kim, J. (2022). *Structural responses of energy storage pile foundations under thermal-mechanical loadings*. J. Build. Eng., 45. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2021.103539>
- Brandl, H. (2006). *Energy foundations and other thermo-active ground structures*. Geotechnique, 56 (2), pp. 81-122. <https://doi.org/10.1680/geot.2006.56.2.81>
- Bourne-Webb, P.J., Bodas Freitas, T. M.; da Costa Gonçalves, R. A. (2016). *Thermal and mechanical aspects of the response of embedded retaining walls used as shallow geothermal heat exchangers*. Energy and Buildings, 125, pp. 130-141. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2016.04.075>
- Bourne-Webb, P.J.; Bodas Freitas, T.M.; Freitas Assunção, R.M. (2019). *A review of pile-soil interactions in isolated, thermally-activated piles*. Comput. Geotech., 108, pp. 61-74. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2018.12.008>
- Carslaw, H. S.; Jaeger, J. C. (1959). *Conduction of heat in solids*. London, Oxford University Press.
- CFMSG (2017). *Recommandations pour la conception, le dimensionnement et la mise en oeuvre des géostructures thermiques*. Le Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique /SYNTEC INGENIERIE/ SOFFONS-FNTP.
- Dai, Q.; Zhang, D.; Li, Z. (2023). *Mechanical assessment of energy wall in the long term*. Acta Geotechnica, 18 (1), pp. 1-34. <https://doi.org/10.1007/s11440-022-01579-5>
- Di Donna, A.; Cecinato, F.; Loveridge, F. (2017). *Energy performance of diaphragm walls used as heat exchangers*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering, 170 (3), pp. 232-245. <https://doi.org/10.1680/jgeen.16.00092>
- Escario, V. (1986). *Síntesis geotécnica de los suelos de Madrid y su alfoz*. Ministerio de Fomento.
- ESTEYCO y SUBTERRA (2023). *Proyecto de Ejecución del Paseo Verde Del Suroeste*. Área de Gobierno de Medio Ambiente y Movilidad, Ayuntamiento de Madrid. Soterramiento de la A5 – Paseo de Extremadura.
- European Commission (2016). *Communication from the Commission to the European Parliament, the Council, the European Economic and Social Committee and the Committee of the Regions. An EU strategy on heating and cooling*. COM/2016/051 final.
- Fadejev, J.; Simson, R.; Kurnitski, J.; Haghighat, F. (2017). *A review on energy piles design, sizing and modelling*. Energy, 122, pp. 390-407. <https://doi.org/10.1016/j.energy.2017.01.097>
- Farouki, O. T. (1986). *Thermal Properties of Soils*. Series on Rock and Soil Mechanics, vol. 11. Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld.
- GSHP (2012). *Thermal Pile Design, Installation & Materials Standards*. Ground Source Heat Pump Association.
- González Tejada, I.; Muñoz Antón, J.; Antolín, P. (2022). *Valoración del recurso geotérmico en una pantalla termoactiva*. Boletín de la SEMSIG. 211.
- Hu, S.; Kong, G.; Aboel-Naga, H.; Yang, Q. (2024). *Thermomechanical response of field-scale energy wall under different heating operations*. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 150 (3), Article 06023011. <https://doi.org/10.1061/JGGEFK.GTENG-12066>
- IDAE (2012). *Guía técnica de diseño de sistemas de intercambio geotérmico de circuito cerrado*. Instituto para la Diversificación y Ahorro de Energía.

- IGSHPA, (2000). Grouting for Vertical Geothermal Heat Pump Heat Pump Systems, Engineering Design and Field Procedures Manual. Hoklaoma State University, Stillwater.
- Laloui, L.; Loria, A. R. (2019). *Analysis and design of energy geostructures: theoretical essentials and practical application*. Academic Press.
- Lund, J. W.; Freeston, D. H.; Boyd, T. L. (2011). *Direct application of geothermal energy 2010 worldwide review*. Geothermics, 40, pp. 159-180. <https://doi.org/10.1016/j.geothermics.2011.07.004>
- Makasis, N.; Narsilio, G. A. (2020). *Energy diaphragm wall thermal design: the effects of pipe configuration and spacing*. Renew. Energy, 154, pp. 476-487, <https://doi.org/10.1016/j.renene.2020.02.112>
- Mi, M.; Cai, G.; Li, X.; Li, H.; Zheng, W.; Shi, Y. (2024). *Investigation on heat transfer performance of energy diaphragm walls under groundwater flow condition*. Journal of Building Engineering, 88, pp. 109076. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2024.109076>
- Narsilio, G.A.; Bidarmaghz, A.; Colls, S. (2014). *Geothermal energy: introducing an emerging technology*. Proceedings of International Conference on Advances in Civil Engineering for Sustainable Development, pp. 141-154.
- Oteo Mazo, C.; Rodríguez Ortiz, J. M.; Mendaña Saavedra, F. (2003). *Sobre los sistemas y parámetros geotécnicos de diseño en la Ampliación del Metro de Madrid*. Revista de Obras Públicas, 3429, pp. 49-67.
- Pahud, D. (2002). Geothermal Energy and Heat Storage. SUPSI DCT LEEE Laboratorio di Energia, Ecologia ed Economia, p. 133.
- Peterson, E. L.; Shafagh, I. (2022). *Evaluation of diaphragm wall heat exchanger potential*. Energy Build., 266, pp. 112107. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2022.112107>
- Rammal, D.; Mroueh, H.; Burlon, S. (2020). *Thermal behaviour of geothermal diaphragm walls: evaluation of exchanged thermal power*. Renewable Energy, 147, pp. 2643-2653, <https://doi.org/10.1016/j.renene.2018.11.068>
- Román López, E.; Gómez Muñoz, G.; De Luxán García de Diego, M. (2017). *Urban heat island of Madrid and its influence over urban thermal comfort*. P. Mercader-Moyano (Ed.), Sustainable Development and Renovation in Architecture, Urbanism and Engineering, pp. 415-425. https://doi.org/10.1007/978-3-319-51442-0_34
- Rotta Loria, A.F.; Laloui, L.; (2017). *Displacement interaction among energy piles bearing on stiff soil strata*. Comput Geotech., 90, pp. 144-154. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2017.06.008>
- Rui, Y.; Yin, M. (2018). *Thermo-hydro-mechanical coupling analysis of a thermo-active diaphragm wall*. Canadian Geotechnical Journal, 55 (5), pp. 720-735. <https://doi.org/10.1139/cgj-2017-0158>
- Saggu, R.; Chakraborty, T. (2017). *Thermomechanical analysis and parametric study of geothermal energy piles in sand*. Int. J. GeoMech., 17 (9). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000962](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000962)
- Sailer, E.; Taborda, D. M.G.; Zdravković, L.; Potts, D. M. (2019) *Fundamentals of the coupled thermo-hydro-mechanical behaviour of thermo-active retaining walls*. Computers and Geotechnics, 109, pp. 189-203. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2019.01.017>
- Sailer, E.; Taborda, D. M.; Zdravković, L.; Potts, D. M. (2022). *A novel method for designing thermo-active retaining walls using two-dimensional analyses*. Proceedings of the Institution

of Civil Engineers-Geotechnical Engineering, 175 (3), pp. 289-310.
<https://doi.org/10.1680/jgeen.19.00291>

Sterpi, D.; Coletto, A.; Mauri, L. (2017). *Investigation on the behaviour of a thermo-active diaphragm wall by thermo-mechanical analyses*. Geomech. Energy Environ., 9, pp 1-20.
<https://doi.org/10.1016/j.gete.2016.10.001>

CONTEXTO ATUAL DO DESENVOLVIMENTO DE SOLUÇÕES DE GEOTERMIA SUPERFICIAL EM PORTUGAL

Current state of development of shallow geothermal solutions in Portugal

João S. Figueira^a, Rita Cerdeira^a, Pedro Madureira^a, Luís Coelho^b

^a Geogradiente & Synege, Lda, Núcleo Empresarial de Venda do Pinheiro - Zona Norte, Rua C - Pavilhão 60, 2665 – 601 Venda do Pinheiro, Portugal.

^b MARE – Marine and Environmental Sciences Centre, Escola Superior de Tecnologia de Setúbal, Instituto Politécnico de Setúbal, Campus do IPS, Estefanilha, 2910-761, Setúbal, Portugal.

RESUMO – Existe uma diferença significativa no desenvolvimento de soluções de exploração de geotermia superficial, quando comparamos Portugal a outros países europeus onde esta tecnologia já conta com um desenvolvimento significativo. Apesar disso, tem-se verificado uma mobilização maior neste sentido e já existe alguma experiência no desenvolvimento destas soluções e casos de sucesso. O desenvolvimento sustentável da implementação desta tecnologia é de elevada importância para se garantir instalações de qualidade e criar um impacto positivo nos setores da energia e climatização em Portugal. Nesse sentido, faz-se uma análise ao contexto atual de gestão e desenvolvimento deste tipo de sistemas em Portugal, incluindo vários domínios, nomeadamente, enquadramento legal; sistema de gestão dos recursos; formação e certificação; ferramentas de apoio ao projeto; políticas de incentivo à implementação; entre outros. São referidos alguns casos de sucesso que representam marcos no desenvolvimento destes sistemas em Portugal. Por fim, identificam-se ainda alguns pontos chave para que se prossiga com o desenvolvimento sustentável desta tecnologia. A ausência de regulamentação e legislação adequada para a utilização destes recursos geotérmicos limitam o avanço do mercado da geotermia superficial, levando à falta de incentivos fiscais, financeiros e políticos.

ABSTRACT – There is a significant difference in the development of shallow geothermal energy solutions, when we compare Portugal to other European countries where this technology has already seen significant development. Despite this, there has been greater mobilization in this regard and there is already some experience in developing these solutions and successful cases. The sustainable development of this technology's implementation is of great importance to guarantee installations of quality and create a positive impact on the energy and heating and cooling sectors in Portugal. In this sense, an analysis is made of the current context of governance and development of this type of systems in Portugal, including several areas, namely, legal framework; resource management system; training and certification; project support tools; implementation incentive policies; among others. Some success cases are cited that represent milestones in the development of these systems in Portugal. Finally, some key points are still identified to proceed with the sustainable development of this technology. The absence of adequate regulation and legislation for the use of geothermal resources limits market development, leading to a lack of fiscal, financial and political incentives.

Palavras Chave – geotermia superficial, climatização renovável, desenvolvimento sustentável, eficiência energética.

Keywords – shallow geothermal energy, renewable heating and cooling, sustainable development, energy efficiency.

E-mails: jfigueira@syenge.pt (J. Figueira), rcerdeira@syenge.pt (R. Cerdeira), pmadureira@syenge.pt (P. Madureira), luis.coelho@estsetubal.ips.pt (L. Coelho)

ORCID: orcid.org/0000-0002-0883-5833 (J. Figueira), orcid.org/0000-0002-6267-2414 (L. Coelho)

1 – INTRODUÇÃO

Segundo a Diretiva (EU) 2018/2001 de 11 de dezembro de 2018 (reformulação), define-se energia geotérmica como “a energia armazenada sob a forma de calor debaixo da superfície sólida da Terra”. Este calor pode ser utilizado e explorado como fonte energética. A energia geotérmica está normalmente associada a fenómenos naturais de altas temperaturas no subsolo que permitem o aproveitamento energético para a produção de eletricidade, ou para a utilização direta de calor das denominadas águas minerais naturais. No entanto, não é necessária a existência de altas temperaturas no subsolo para o aproveitamento desta forma de energia.

Uma definição possível e simplista divide os sistemas em alta entalpia (alta temperatura) ou baixa entalpia (baixa temperatura) consoante a temperatura do solo recurso geotérmico seja superior ou inferior a 150 °C, respetivamente (Instituto Geológico e Mineiro, 1998). A Geotermia Superficial (GS), de baixa e muito baixa entalpia, não se baseia na alta temperatura que se pode encontrar a grande profundidade ou em anomalias geotérmicas, mas sim na aplicação de tecnologia que permita o aproveitamento do calor, a baixa temperatura, nos cerca de 200 m abaixo da superfície terrestre. A temperatura nesta faixa superficial da crosta terrestre apresenta-se estável a partir de cerca de 10 a 15 metros de profundidade, momento a partir do qual a variação sazonal da temperatura ambiente deixa de ter impacto (Brandl, 2006). A partir dessa profundidade, o regime térmico é definido por um gradiente geotérmico que descreve o aumento da temperatura com a profundidade. Em Portugal continental, foram registados gradientes geotérmicos entre 2,1 e 3,5 °C/100m (Cabeças et al., 2010), que são considerados valores médios (Huenges, 2010) e adequado para a exploração de GS.

A exploração da GS baseia-se nas características térmicas das formações geológicas e corpos de água pertencentes à camada mais superficial da crosta terrestre. Pela elevada inércia térmica e temperatura relativamente constante, estas formações e corpos de água servem como fonte térmica para sistemas de climatização (aquecimento e arrefecimento) e aprovisionamento de Águas Quentes Sanitárias (AQS), geralmente com recurso a bombas de calor. Desta forma, o sistema energético funciona através da permuta de energia térmica entre o solo/corpo de água e o interior do ambiente construído.

Estas soluções baseadas em geotermia superficial constituem uma alternativa de elevada eficiência energética, renovável, endógena, segura, sem impacto visual, disponível a qualquer hora e com várias hipóteses de integração em sistemas multivalentes. Por estas razões, a exploração de geotermia superficial deve ser vista como alternativa às soluções convencionais de climatização, havendo um alinhamento com os objetivos atuais de crescente descarbonização das sociedades e do seu desenvolvimento sustentável.

Quando se refere desenvolvimento sustentável das sociedades inclui-se aqui também o desenvolvimento sustentável da tecnologia e da exploração da GS para benefício de todos. O desenvolvimento sustentável de soluções de GS em Portugal depende de uma gestão e resposta coerente e transversal a vários níveis. Sendo que servirá para garantir instalações de qualidade e, a médio prazo, criar um impacto positivo no setor da climatização em Portugal, contribuindo para a melhoria da eficiência energética e aumento da componente renovável no abastecimento destes sistemas. Em Portugal, a componente renovável no fornecimento de serviços relacionados com o aquecimento e arrefecimento representaram 32,5% e 41,6% em 2004 e 2019, respetivamente (Eurostat, 2022).

O presente artigo pretende fazer um ponto de situação sobre o desenvolvimento de soluções de exploração de GS em Portugal com o objetivo de se analisar o estado atual do mercado e estado de arte. A análise inclui o enquadramento legal da tecnologia, referindo ainda ferramentas e entidades de suporte para o desenvolvimento de projetos de GS. Por fim, é feita uma análise ao panorama atual de instalações que representam casos de sucesso portugueses e alguns projetos de investigação e desenvolvimento (I&D) que representam marcos no desenvolvimento deste tipo de sistemas em Portugal. Identificam-se ainda alguns pontos chave para que se prossiga com o desenvolvimento sustentável desta tecnologia em Portugal.

2 – DESENVOLVIMENTO TÍPICO DE SOLUÇÕES DE GEOTERMIA SUPERFICIAL

2.1 – Conceito geral

Para o desenvolvimento sustentável da tecnologia, é reconhecido, tanto pela academia como pela indústria, que é necessário um guia que detalhe o projeto típico de sistemas de geotermia superficial, desde o processo de conceção, passando pela instalação, até às fases de manutenção e monitorização. Tal guia é de extrema importância para manter um elevado nível de qualidade de instalação e para melhorar continuamente o conhecimento e o desempenho destes sistemas, protegendo o ambiente e garantindo que os procedimentos recomendados sejam seguidos. Adicionalmente, este guia também ajuda na definição dos objetivos, responsabilidades e níveis de conhecimento de cada equipa envolvida no projeto. O desenvolvimento deste guia prende-se a um conjunto de diferentes desafios técnicos, políticos, sociais e ambientais. Tal guia ainda não existe em Portugal, mas existem alguns regulamentos nacionais de outros países da EU e documentos de suporte de algumas entidades europeias (ver 4.3 –). Apesar de já haver algumas abordagens propostas para o desenvolvimento deste tipo de sistemas, não existe uma abordagem unificada, mas todas elas se traduzem na consideração de três aspetos. O processo de conceção envolve, então (Figueira, 2023): a capacidade da fonte térmica, os requisitos do(s) edifício(s) e as características dos equipamentos (Figura 1).

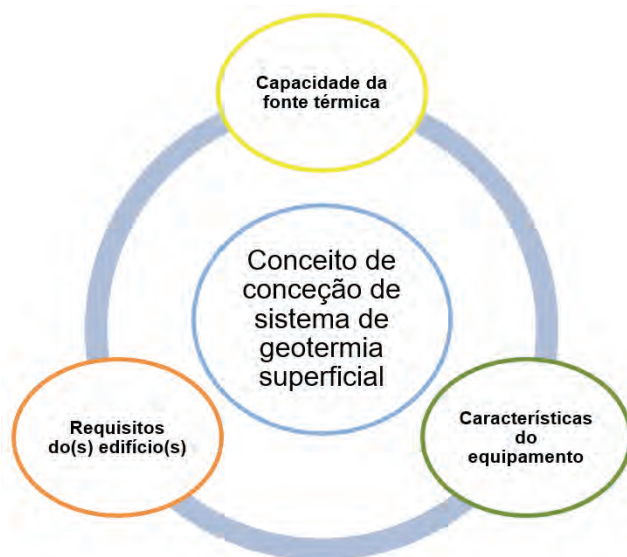


Fig. 1 – Conceito de conceção de sistemas de geotermia superficial.

O equilíbrio destes três aspetos é a base para o processo de conceção de um sistema de geotermia superficial. A capacidade da fonte está relacionada com a capacidade do solo ou água, superficial ou subterrânea, de atuar como fonte/dissipador de calor para o sistema de energia térmica, sendo esta específica do local devido à heterogeneidade da fonte em questão e às condições geológicas. A capacidade da fonte é uma das principais questões relativas à adequação da solução para fornecer energia térmica ao edifício, especialmente quando o espaço e o orçamento são limitados. Neste processo também é crucial definir o tipo e configuração do sistema a ser instalado, consoante o contexto geológico e hidrogeológico (cf. Seções 2.3.1 e 2.3.2).

Os requisitos térmicos do(s) edifício(s) são os principais impulsionadores da necessidade de tal sistema. Para a conceção do sistema é necessário ter o perfil das necessidades de climatização ao longo do ano, pois isso terá implicações diretas no funcionamento do sistema e identificar se existem algumas oportunidades para aumentar a eficiência energética global do sistema, como, por exemplo, aproveitando o armazenamento térmico sazonal destes sistemas. Uma abordagem centrada nos requisitos do edifício pode levar a uma solução de projeto com algumas consequências operacionais importantes que podem prejudicar a operação do sistema a longo prazo. Como, por exemplo, uma exploração com desequilíbrio de cargas térmicas e consequente perda de eficiência, caso não se respeite a capacidade natural de regeneração da fonte térmica.

Quanto às características dos equipamentos utilizados nos circuitos do sistema, esta questão é crucial para fazer a correta integração entre a fonte e o recetor/consumidor da energia térmica. A seleção do equipamento utilizado na solução de projeto tem inúmeras consequências em vários aspetos do sistema energético. Por exemplo, a potência das bombas de circulação e os respetivos caudais impulsionados, terão um impacto direto na velocidade do fluido de transferência de calor, tendo, portanto, um impacto direto na taxa de transferência de calor entre o circuito térmico e a fonte/dissipador de calor. Por outro lado, também terá influência direta no consumo de eletricidade e, consequentemente, na eficiência energética do sistema.

Dito isto, a conceção de projetos de sistemas de geotermia superficial envolve uma solução técnica de fornecimento das necessidades energéticas do(s) edifício(s), ou apenas em parte, em conjugação com a capacidade da fonte geotérmica e as suas características, compatibilizada com os equipamentos mecânicos que constituem o sistema energético. Esta solução ainda poderá considerar outras questões importantes relativas a legislação em vigor, eventuais incentivos, hibridização do sistema energético, condicionalismos de espaço (em área e/ou em profundidade), proteção de valores ambientais, entre outros.

2.2 – Infraestrutura geotérmica

Os sistemas de exploração de GS podem ser vistos como uma agregação da infraestrutura geotérmica, estrutura necessária para o acesso à fonte térmica, e o sistema energético, sistema de permuta térmica entre a fonte e a estrutura a climatizar e a fornecer AQS. Geralmente, no desenvolvimento deste tipo de projetos não existe uma clara diferença entre ambos. Naturalmente, o sistema energético baseado em GS não funciona sem acesso à fonte, no entanto a infraestrutura geotérmica pode ser utilizada para muitos objetivos e apresenta características diferentes quando nos focamos no sistema energético de GS.

Existem vários tipos de infraestrutura geotérmica, dependente ainda do tipo de fonte térmica. No caso de ser utilizado um corpo de água como fonte térmica, terá de ser uma infraestrutura que permita o acesso à água. Este acesso pode ser feito através de poços de captação de água subterrânea e, eventualmente, de reinjeção dessa água, ou de captação e reinjeção de água superficial. Na Figura 2 apresenta-se a cabeça da captação, executada em 2024, nas Caldas de Fonte Santa, em Manteigas, com o intuito de se começar a explorar o recurso para climatização e produção de AQS, através de uso direto do recurso geotérmico, neste caso recurso geotérmico qualificado (cf. Seção 3.).

No caso de ser considerado o solo como fonte térmica, a infraestrutura que permite o acesso e a permuta térmica pode ser constituída por poços, cestos ou trincheiras geotérmicas. A infraestrutura geotérmica pode ser ainda incluída em elementos estruturais em contato com o solo, nomeadamente, fundações profundas (estacas), paredes e lajes enterradas, tuneis, entre outros. A este tipo de infraestrutura geotérmica dá-se o nome de estruturas termoativas, ou neste caso geoestruturas termoativas. Na Figura 3 pode-se ver os furos geotérmicos já executados na base de fundo de escavação de um edifício de escritórios, propriedade da Fidelidade Property Europe em Lisboa.



Fig. 2 – Nova captação nas Caldas de Fonte Santa, Manteigas.



Fig. 3 – Furos geotérmicos já executados na base do fundo de escavação de um edifício de escritórios em Lisboa.

Tendo em conta os tipos de infraestrutura geotérmica, estes apresentam características que devem ser diferenciadas do sistema energético, nomeadamente:

- Tempo de vida útil: pelas características da infraestrutura geotérmica, esta consegue apresentar um tempo de vida útil de até 50 anos (Geotrainet, 2011).
- Acesso: a infraestrutura não é de fácil acesso, naturalmente, e como tal a manutenção (reparação e eventual substituição) é difícil e por vezes impossível. Por outro lado, também

não requer qualquer manutenção. Caso se trate de poços de captação de água, estes permitem e requerem alguma manutenção do estado do furo.

- Economia: O custo de investimento na execução da infraestrutura geotérmica representa o maior custo financeiro na instalação de um sistema de exploração de GS. O retorno deste investimento pode ser interessante, devido à elevada eficiência energética destes sistemas. Em Coelho et al. (2010) são referidos períodos de retorno entre 3 e 10 anos.

2.3 – Desenvolvimento típico do sistema energético

Um sistema energético de climatização e preparação de AQS baseado em permuta térmica com um corpo de água ou com o solo, isto é, baseado em GS, é tipicamente composto por três circuitos (Figura 4) (Banks, 2009):

- Circuito primário: responsável pela captação de água ou permuta térmica com o solo, pode ser materializado num circuito aberto ou fechado, dando origem aos sistemas abertos e fechados baseados em GS, respetivamente.
- Circuito intermédio: circuito fechado interno da bomba de calor geotérmica, caso a exploração da GS se dê de forma indireta.
- Circuito secundário: responsável pela distribuição de calor, ou permuta térmica, pela estrutura a climatizar, podendo ser do tipo fluido-água (através de ventiloconvectores, radiadores ou piso radiante, entre outros) ou fluido-ar (bomba de calor água-ar), e a fornecer AQS.

Em muitos casos, a temperatura dos sistemas de GS não é suficiente para uso direto em climatização (necessário, pelo menos, 35/40°C) ou produção de AQS (60°C, para controlo eficaz contra a legionella). Para contornar esta limitação, são utilizadas bombas de calor geotérmicas, reversíveis, que aumentam ou diminuem a temperatura do sistema, permitindo que se atendam às especificações necessárias dos equipamentos e necessidades de aquecimento/arrefecimento.

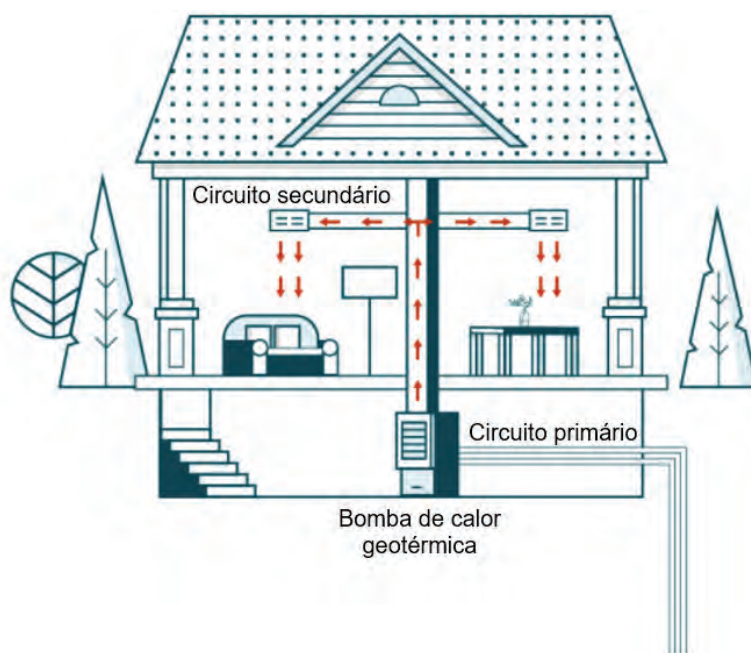


Fig. 4 – Sistema energético baseado em geotermia superficial (adaptado de Dandelion, 2019).

O desenvolvimento típico de um projeto composto por um sistema energético de climatização baseado em GS idealmente segue as seguintes fases:

- Estudo prévio: fase em que se analisa o enquadramento geológico do local em estudo, a viabilidade legal, técnica e económica do sistema, assim como se inclui um pré-dimensionamento do sistema.
- Projeto de execução: fase em que se finaliza o dimensionamento da solução, considerando, no mínimo, 20 anos de operação, detalhando todos os aspetos relacionados com o sistema a instalar – localização de furos e tubagens, equipamentos, entre outros, incluindo estudos de desempenho do sistema e recomendações para a instalação e operação. É nesta fase que se efetuam testes à capacidade da fonte térmica (testes de resposta térmica e/ou ensaios de caudal), para otimizar o projeto e adequar os métodos de perfuração com dados *in situ*.
- Construção: fase de construção/instalação do sistema energético, idealmente, com supervisão do projetista.
- Operação: iniciada pela fase inicial de testes, a operação do sistema requer, geralmente, pouca manutenção para além da definição de procedimentos operacionais e de controlo do sistema, acompanhado pela monitorização das temperaturas nas várias componentes do sistema.

De seguida pormenoriza-se o desenvolvimento típico de projeto de sistemas abertos e fechados.

2.3.1 – *Sistemas abertos*

Os sistemas abertos, ou de circuito aberto, são caracterizados pela utilização direta de um fluido transportador de calor, captado por advecção, presente no local para a permuta térmica, que pode ser devolvido ao mesmo ou outro corpo de água (Figura 5). Estes sistemas fazem normalmente uso de águas subterrâneas pouco profundas ou superficiais para extrair ou rejeitar calor, dependendo do propósito. Naturalmente, este tipo de sistemas está limitado às localizações próximas de corpos de água, subterrâneos e/ou superficiais.

Neste tipo de sistemas torna-se essencial conhecer o modelo geológico e caracterizar a capacidade da fonte, o quimismo das águas, os parâmetros hidráulicos e hidrogeológicos do aquífero/corpo de água a explorar, por forma a evitar a exaustão do sistema, problemas de corrosão nas tubagens, entre outros. Usualmente, é necessário um ensaio de caudal de forma que se definam os caudais máximos de extração sustentável, sem comprometer o recurso. É importante ainda definir a forma de restituição do recurso, após permuta térmica, e estudar o impacto térmico na zona de restituição, possíveis alterações no meio, entre outros fatores. Tratam-se, em regra, de sistemas que exigem manutenção e monitorização rigorosa.

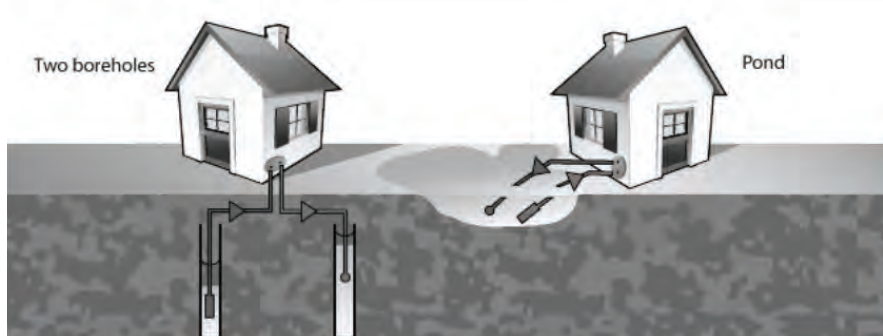


Fig. 5 – Tipos de infraestrutura geotérmica para sistemas abertos baseados em corpos de água subterrâneos (esquerda) e superficiais (direita) (Manzella, 2017).

Uma vez já construída a infraestrutura geotérmica, o sistema energético requer a conexão desta à sala técnica através de circuito de tubagem enterrada na horizontal. Na sala técnica, o recurso é então explorado através da permuta térmica de forma direta, através de permutadores para o sistema de distribuição (circuito secundário), ou de forma indireta, através da bomba de calor. A escolha do sistema de distribuição de calor depende da temperatura do recurso, forma direta se é suficiente para o funcionamento do sistema de distribuição no interior da estrutura a climatizar (tipicamente 35/40°C para pisos radiantes e ventiloconvetores), caso contrário é necessário a bomba de calor para elevar e/ou diminuir a temperatura, de acordo com as necessidades de aquecimento e/ou arrefecimento, respetivamente.

2.3.2 – Sistemas fechados

Os sistemas fechados, ou de circuito fechado, são caracterizados pela permuta térmica com o recurso diretamente na fonte. Isto é, o circuito primário é composto por um circuito fechado de tubagem, enterrado, onde circula um fluido transportador de calor, geralmente água com anticongelante (Figura 6). Neste caso, o recurso geotérmico considerado são as formações geológicas superficiais que armazenam energia térmica, havendo então uma permuta térmica entre elas e o sistema energético. No modo de aquecimento, o circuito primário terá a função de transferir calor vindo do solo e assim alimentar o sistema. Já no modo de arrefecimento, o circuito primário funciona por forma a transferir energia térmica para o solo para promover o arrefecimento da estrutura a climatizar. Deste modo, o sistema pode funcionar para ambos os propósitos e, teoricamente, pode ser instalado em qualquer zona com acesso à crosta terrestre. Na Figura 6 são apresentados os vários tipos de infraestrutura geotérmica para sistemas fechados, sendo que o mais comumente utilizado é o sistema vertical (Lund, 2001), composto por furos geotérmicos.

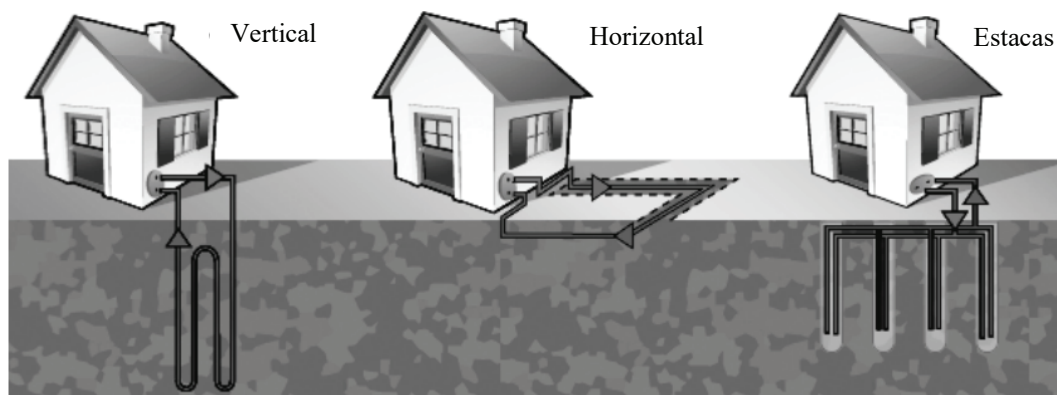


Fig. 6 – Tipos de infraestrutura geotérmica para sistemas fechados: vertical (esquerda), horizontal (ao centro) e estacas termoativas (direita) (Manzella, 2017).

Os furos geotérmicos são feitos com intuito de se criar condições para permuta térmica com o solo, sendo compostos por:

- Sonda geotérmica: circuito de tubagem, normalmente de polietileno, funcionando como um permutador de calor enterrado, que é introduzido dentro do furo geotérmico. Este circuito pode ter diversas configurações: tubo(s) em U, coaxial, em espiral, entre outros.
- Argamassa de enchimento: entre a sonda geotérmica e as paredes do furo, é necessário preencher esse espaço por diversos motivos relacionados com a integridade da sonda, otimização da permuta térmica e evitar a comunicação entre águas de origens diferentes.

Este espaço é geralmente preenchido por argamassas de enchimento, idealmente, com condutividade térmica similar à do terreno ou superior.

Entre o estudo prévio e o projeto de execução, é importante fazer uma prospeção específica para se conseguir quantificar as características térmicas do solo e otimizar o projeto com dados reais do terreno (Figueira e Vieira, 2016). Nesse sentido, é recorrente a execução de Testes de Resposta Térmica (TRT). O TRT é utilizado para medir a resposta térmica de um furo geotérmico durante a injeção ou extração de calor a uma taxa constante, que é imposta pela circulação do fluido transportador de calor dentro do circuito fechado enterrado, sendo a temperatura do fluido controlada pelo equipamento de aquecimento/arrefecimento. A resposta térmica do furo é obtida medindo a variação da temperatura do fluido entre a entrada do circuito da tubagem e a saída. A resposta térmica medida está relacionada com as características térmicas do solo e do material de enchimento do furo através de um método de interpretação, tipicamente, do modelo da fonte linear infinita (Gehlin, 2002). E assim se consegue obter a temperatura natural do solo, a condutividade efetiva térmica do terreno e a resistência térmica do furo, parâmetros importantes no dimensionamento do sistema energético. Como a execução de um TRT requer a execução de um furo geotérmico piloto, o TRT também serve para analisar o método de perfuração, o rendimento na execução, entre outros parâmetros.

Uma vez já construída a infraestrutura geotérmica, o sistema energético requer a conexão desta à sala técnica através de circuito horizontal de tubagem enterrada. Quando o nº de furos geotérmicos é considerável, é comum utilizar-se caixas coletoras ou de derivação, onde se agrega vários furos e se liga à sala técnica numa tubagem apenas. Na sala técnica, o recurso é então explorado através da permuta térmica, geralmente, de forma indireta, com apoio da bomba de calor. De referir que os vários furos geotérmicos devem respeitar uma distância mínima entre si (geralmente, 5 a 6 metros sem percolação significativa) para não apresentarem interferência.

3 – ENQUADRAMENTO LEGAL

A primeira menção legislativa dos recursos geotérmicos foi no Decreto-lei n.º 560-C/76, de 29 de julho, motivado pelo interesse na produção de eletricidade através dos recursos geotérmicos de alta entalpia dos Açores, num contexto de grande crise energética devido ao mercado do petróleo.

Foi em 1990 a segunda menção dos recursos geotérmicos no quadro legal português, motivada pela diversidade e especificidade das diferentes aplicações da exploração destes recursos e pelo avanço tecnológico, dispostos numa conjuntura legal em conjunto com os restantes recursos geológicos. Consequentemente, o regulamento geral dos recursos geológicos foi estabelecido no Decreto-lei n.º 90/90, de 16 de março, complementado por diplomas específicos para os diferentes recursos geológicos (Figura 7). Os recursos geotérmicos foram incluídos no domínio público dos recursos geológicos e são regulamentados pelo Decreto-lei n.º 87/90, de 16 de março.

O Decreto-Lei n.º 87/90, sendo específico dos recursos geotérmicos, define o processo de acesso ao recurso geotérmico para prospeção, investigação e exploração. O Decreto-Lei define que para se poder aceder aos recursos geotérmicos, ainda não revelados, é necessária uma licença de prospeção e pesquisa. Esta licença pode ser obtida através de concurso público (art. 6.º) ou através de candidatura (art. 42.º), obtendo-se posteriormente o contrato de prospeção e pesquisa (art. 7.º). Uma vez revelado o recurso geotérmico, é necessária uma concessão de exploração para a exploração efetiva. Isto pode ser conseguido no seguimento de um contrato de prospeção e pesquisa (art. 7.º e art. 16.º), através de uma candidatura (art. 17.º) ou de concurso público (art. 19.º). Por fim, é assinado um contrato de concessão (art. 20).

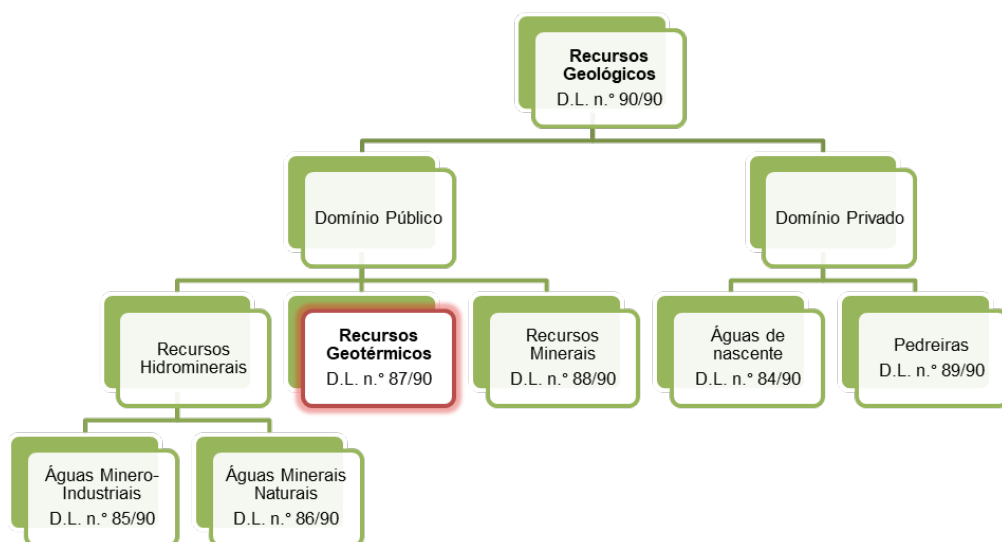


Fig. 7 – Enquadramento legal dos recursos geotérmicos na legislação de 1990.

Mais recentemente, esforços têm sido feitos para se estabelecer uma nova revisão do regulamento geral dos recursos geológicos. Atualmente, o Decreto-Lei n.º 54/2015, de 22 de junho, define as bases do regime jurídico da revelação e do aproveitamento dos recursos geológicos existentes no território nacional, incluindo os localizados no espaço marítimo nacional. Nesta lei, os recursos geotérmicos, considerados domínio público, são definidos como sendo “fluidos e formações geológicas do subsolo, cuja temperatura é suscetível de aproveitamento económico”. O diploma complementar relativo aos recursos geotérmicos ainda não foi revisto, sendo que se continua a respeitar o Decreto-Lei n.º 87/90 que aprova o regulamento dos recursos geotérmicos, definindo a sua revelação e aproveitamento.

Da análise dos decretos-lei mencionados, podemos inferir que o regulamento não aborda de forma inequívoca as soluções de geotermia superficial. Portanto, na implementação de um projeto de geotermia superficial, pode não ser explicitamente necessária uma licença de exploração. No entanto, é importante observar que o regulamento exige a qualificação prévia do fluido ou formação geológica como recurso geotérmico. Atualmente existem 66 ocorrências geotérmicas qualificadas como águas minerais naturais, destas apenas 11 são qualificadas como recurso geotérmico (DGEG, s/d).

Vale a pena ressaltar que, embora não exista um regulamento específico para a geotermia superficial dentro dos recursos geotérmicos, outra legislação deve ser considerada. Por exemplo, em soluções de geotermia superficial que envolvam captação de águas subterrâneas ou interfiram com recursos hídricos, é necessário cumprir o Decreto-Lei n.º 58/2005, de 29 de dezembro, que trata da gestão das águas superficiais e subterrâneas. Além disso, pode ser necessário realizar uma Avaliação de Impacto Ambiental (AIA) para a solução de geotermia superficial a ser implementada (Decreto-Lei n.º 151-B/2013, de 31 de outubro). Quanto à exploração de recursos geotérmicos de baixa entalpia, que não dependem de um corpo de água, não há regulamentação específica, mas existem já casos de sucesso de implementação em Portugal. Atualmente, a permuta energética entre o solo e a infraestrutura não se enquadra nas definições de recurso geotérmico qualificado previstas na legislação em vigor. No entanto, no desenvolvimento do presente trabalho considerou-se como tal, de acordo com o estado da arte.

Não existe regulamentação específica à GS a nível europeu, exceto duas Normas Europeias (EN). A primeira norma EN para sistemas de bombas de calor em geral é de 2007, EN15450

“Sistemas de aquecimento em edifícios – Projeto de sistemas de aquecimento com bombas de calor”. Além disso, existe um regulamento europeu (EN ISO 17628) que determina como um TRT deve ser realizado. Em maio de 2020, foi apresentado um novo projeto de norma, CEN PREN 17522, focado em projeto e construção de furos geotérmicos. Além disso, existem vários relatórios do tipo guia de boas práticas que se destinam a apoiar o desenvolvimento de projetos bem-sucedidos de geotermia superficial. Estes documentos constituem um conjunto de recomendações e, portanto, não são vinculativos. Por exemplo:

- GSHPA Standards (http://www.gshp.org.uk/GSHP_Standards.html)
- Guia de boas práticas da Environmental Agency para sistemas baseados em GS (http://www.gshp.org.uk/pdf/EA_GSHC_Good_Practice_Guide.pdf);
- Relatórios do projeto europeu GEOTRAINET (<http://geotrainet.eu/resources/>).

4 – MERCADO E GOVERNANÇA

4.1 – Considerações iniciais

Em Portugal, os recursos geotérmicos são explorados por diferentes objetivos e por vários sistemas, dependendo da sua temperatura e profundidade. A energia geotérmica tem sido utilizada para a produção de energia elétrica, para climatização e fins recreativos (como banhos, natação e balneoterapia). Os recursos geotérmicos portugueses ocorrem tanto no continente como nos arquipélagos dos Açores e da Madeira (Carvalho et al., 2015). A ocorrência destes recursos depende das condições de geologia e hidrogeologia. Os recursos geotérmicos nos Açores estão intimamente associados à atividade vulcânica, embora em Portugal continental os recursos geotérmicos ocorram devido a falhas ativas e diapirismo (Carvalho et al., 2005). Os recursos geotérmicos portugueses de alta entalpia estão confinados ao arquipélago dos Açores. Mas os recursos geotérmicos de baixa entalpia estão presentes em todo o território continental e insular português e podem ser explorados em todas as partes do país com um gradiente geotérmico médio (Lourenço, 2019). Nesta seção faz-se uma análise do mercado existente de GS em Portugal, assim como das ferramentas de suporte e entidades competentes que fazem parte do processo de desenvolvimento de soluções geotérmicas. Por fim, enumeram-se várias instalações, casos de sucesso, que representaram marcos no desenvolvimento da GS em Portugal, assim como projetos de I&D.

4.2 – Perspetivas de mercado

O setor de aquecimento e arrefecimento ambiente representa uma grande parte do consumo de energia na União Europeia (UE). O consumo para aquecimento ambiente representou 63,8% do consumo final de energia no setor residencial, no ano de 2022, que já é um número considerável. Quando incluímos o arrefecimento ambiente e o aquecimento de água quente sanitária (AQS), a percentagem aumenta para quase 80%. Se considerarmos o caso de Portugal, verificamos que o consumo relativo ao aquecimento ambiente no setor residencial representa 32,2%, juntando o arrefecimento ambiente e AQS, o consumo para estes três propósitos represente quase 50% (Eurostat, 2022). Se considerarmos agora a despesa do setor residencial (Figura 8), a percentagem de despesas relacionadas com a climatização e AQS soma os 25,5%, um valor que poderá estar abaixo da média europeia, devido ao clima mais temperado de Portugal.

Na Figura 9 verifica-se a distribuição do consumo de energia no setor residencial por tipo de utilização e tipo de fonte de energia, notando-se um elevado consumo de eletricidade para iluminação, equipamentos elétricos, cozinha e arrefecimento ambiente, de gás natural e gás de garrafa para AQS e de biomassa para aquecimento ambiente.

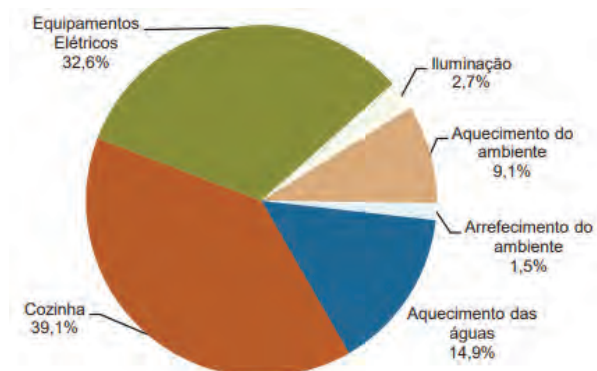


Fig. 8 – Distribuição da despesa com energia no setor residencial por tipo de utilização - Portugal, 2020 (INE et al., 2021).

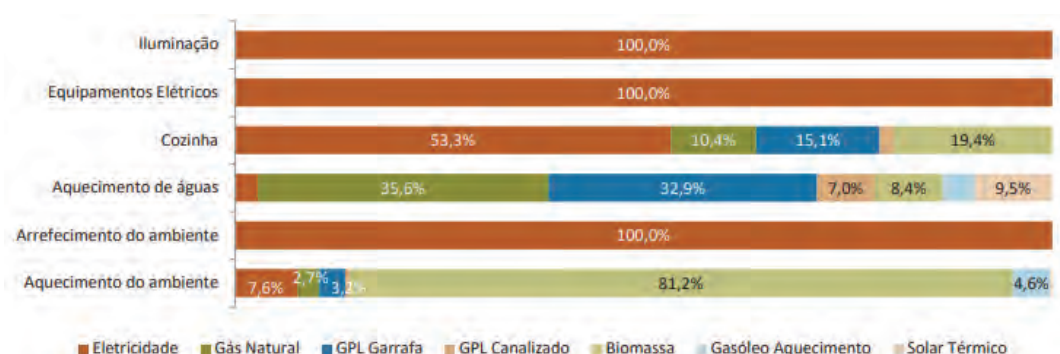


Fig. 9 – Distribuição do consumo de energia no setor residencial por tipo de utilização e tipo de fonte de energia - Portugal, 2020 (INE et al., 2021).

Aproximadamente 80% do consumo de energia para o aquecimento de águas provêm de combustíveis fósseis, o que não está alinhado com a tendência atual de contínua descarbonização. Por outro lado, o arrefecimento do ambiente tem sido providenciado 100% através de eletricidade. Já no aquecimento do ambiente, a biomassa predomina com mais de 80%, sendo o restante uma mistura entre combustíveis fósseis e eletricidade. É de notar que, culturalmente, não existe uma atenção dedicada ao aquecimento do ambiente e que a biomassa tem predominado devido à utilização de lareira e caldeiras a biomassa. A utilização de biomassa requer a queima de material,

Isso destaca a importância de políticas de eficiência energética e do desenvolvimento de tecnologias de energia renovável para reduzir a dependência de fontes de energia não renováveis e minimizar o impacto ambiental. A geotermia superficial é a tecnologia que atualmente se apresenta como a alternativa sustentável que permite satisfazer uma grande parcela das necessidades energéticas neste setor.

De seguida são apresentados alguns dados ao nível do mercado europeu relacionado com a venda de bombas de calor geotérmicas (Figura 10), onde se nota que o mercado português é residual, especialmente, quando comparado com países como a Suécia, Alemanha e Países Baixos. Efetivamente, a diferença é notória e demonstra o nível de desenvolvimento da tecnologia, que em países como os mencionados a exploração da GS é bem mais comum.

Na Figura 11 são apresentadas as perspectivas de mercado de venda de bombas de calor de sistemas hidrônicos (em que o fluido transportador de calor no sistema de distribuição é à base de água). É feita uma comparação da evolução que se prevê de acordo com a tendência atual do mercado e os objetivos definidos no plano REpowerEU, de 2022, da Comissão Europeia, em resposta às dificuldades e perturbações do mercado mundial da energia causadas pela invasão da Ucrânia pela Rússia.

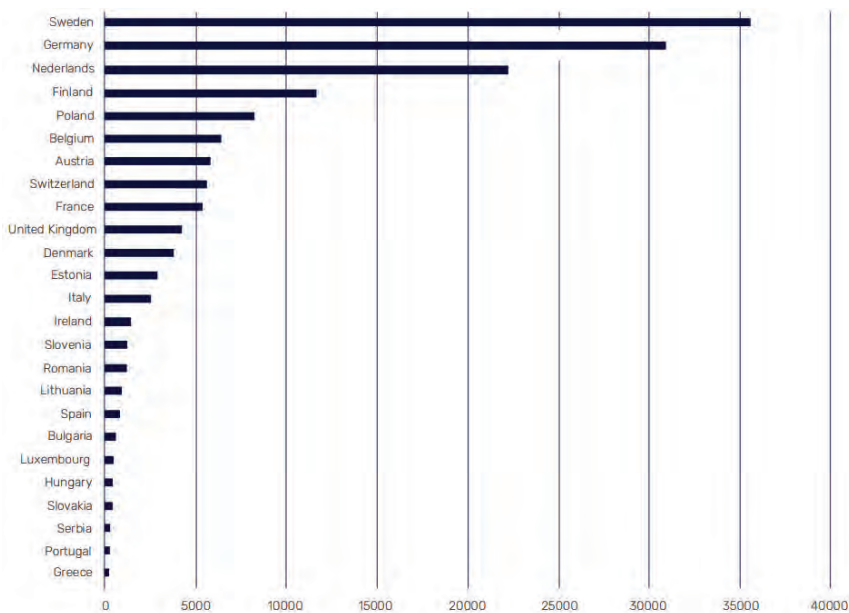


Fig. 10 – Venda de bombas de calor geotérmicas em 2023 (EGEC, 2023).

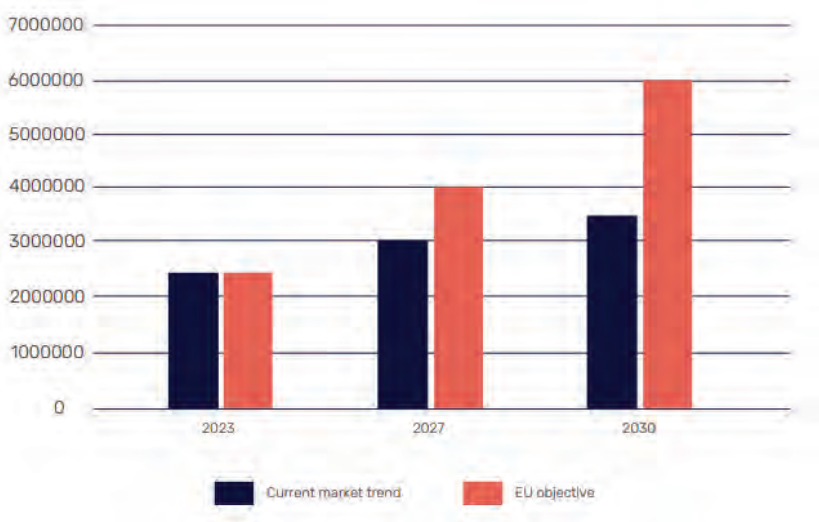


Fig. 11 – Perspectiva de mercado das bombas de calor: o objetivo da UE e a tendência atual do mercado (EGEC, 2023).

4.3 – Ferramentas de Suporte e entidades competentes

O organismo da administração pública portuguesa próprio para “contribuir para a conceção, promoção e avaliação de políticas relacionadas com a energia e os recursos geológicos” é a Direção Geral de Energia e Geologia (DGEG). Tem como principais responsabilidades contribuir para a definição, promoção e avaliação de políticas energéticas e de prospeção, investigação e exploração de recursos geológicos. Dedicar-se a tornar o quadro legislativo e regulamentar adequado e eficaz, visando a valorização dos recursos e garantindo o abastecimento, a diversificação das fontes de energia, a eficiência energética e a preservação do ambiente (<http://www.dgeg.pt/>).

Recentemente, a DGEG desenvolveu uma estratégia para promover o desenvolvimento da GS e outras utilizações diretas da energia geotérmica. A estratégia pretende catalogar e analisar a situação atual da exploração geotérmica, numa primeira fase. Depois pretende-se dar a conhecer e, criar valor e condições para promover um desenvolvimento sustentável da energia geotérmica. Esta estratégia inclui a minuta de projeto de lei que complementará o Decreto-Lei n. 54/2015 relativa aos recursos geotérmicos. O projeto de lei foi feito de forma a incluir a GS e baseou-se na experiência e conhecimento de diversas organizações técnicas existentes em Portugal. A estratégia adotada incluiu ainda um seminário internacional em 2017, um documento de status quo (DGEG, 2017) e duas campanhas de financiamento: uma para a avaliação do potencial para exploração hidrotérmica e geotérmica de recursos hidrominerais com $T > 25\text{ }^{\circ}\text{C}$ (SYNEGE e DGEG, 2021), e a segunda para a expansão da exploração geotérmica existente. Adicionalmente, em 2016, os sistemas baseados em GS foram incluídos num curso de certificação técnica nacional para instaladores de sistemas térmicos de energia renovável, no âmbito do catálogo nacional de qualificações da ANQEP (Lourengo, 2019).

Ao contrário de Portugal, alguns Estados-Membros da UE já possuem os seus próprios regulamentos e/ou diretrizes, como a Áustria, Suécia, Alemanha (VDI4640) e França, entre outros. O Reino Unido (diretriz britânica MIS 3005) e a Suíça (norma suíça SIA 384/6) também podem ser mencionados. O mercado tem, naturalmente, utilizado estes regulamentos para o desenvolvimento destes sistemas em Portugal. Para uma análise mais profunda sobre a comparação com outros países europeus, em relação à resposta de governança e gestão destes recursos, consultar Figueira (2023).

Em Portugal, para além da DGEG, existem outras entidades públicas que contribuem para o desenvolvimento sustentável da tecnologia e o estado da arte, como, por exemplo:

- A ADENE, Agência para a Energia, é uma pessoa coletiva de tipo associativo com estatuto de utilidade pública e apoia medidas e projetos centrados na área da energia e gestão hídrica, contribuindo também através de formação certificada e disseminação. Este organismo é responsável pela transferência de conhecimentos nas áreas da certificação energética, eficiência energética e eficiência hídrica.
- O Laboratório Nacional de Energia e Geologia (LNEG) é uma instituição de I&D que visa responder às necessidades da sociedade e do setor empresarial nas áreas relacionadas com energia e geologia. No âmbito das suas atividades, o LNEG tem contribuído para a elaboração e atualização contínua do Atlas Geotérmico.
- O Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) dedica-se a empreender, coordenar e promover a investigação científica e desenvolvimento tecnológico, visando o aperfeiçoamento e a boa prática na área da engenharia civil. No seu âmbito de prioridades de I&D, o LNEC tem contribuído para o estado da arte da GS em Portugal relacionados com o projeto e exploração de sistemas de GS, procurando compreender o comportamento do solo quando sujeito a alterações térmicas inerentes ao funcionamento do sistema.

O Atlas Geotérmico é uma ferramenta desenvolvida pelo LNEG (<https://geoportal.lneg.pt/>) com o objetivo de concentrar a informação relevante para o desenvolvimento de projetos no âmbito da prospeção, pesquisa e exploração de recursos geotérmicos, nas suas diversas aplicações. Este mapeamento geotérmico é o resultado de um processo contínuo de aquisição e processamento de

dados (geológicos, hidrogeológicos, de temperatura em profundidade, fluxo de calor, entre outros), e inclui informações para projetos de alta, média, baixa e muito baixa entalpia (Ramalho; 2014). Toda esta informação de base é compilada, processada e disponibilizada online e mediante solicitação, facilitando assim todo o processo de estudo, determinação do potencial geotérmico e projeto de instalações geotérmicas (Ramalho et al., 2015).

Para além destas organizações, tem havido contributos muito relevantes na área feitos por algumas universidades portuguesas, nomeadamente, a Universidade de Aveiro, a Universidade da Beira Interior, a Universidade de Coimbra, a Universidade de Lisboa e o Instituto Politécnico de Setúbal.

Por último, importa referir a Plataforma Portuguesa da Geotermia Superficial (PPGS). A sua criação, em 2013, teve como objetivo criar um canal de comunicação entre os vários setores e intervenientes envolvidos no processo de exploração da GS (Ramalho et al., 2014). Esta plataforma foi criada através de uma parceria interinstitucional composta pela DGEG, o LNEG, a ADENE e a Associação Portuguesa de Geólogos (APG - Associação Portuguesa de Geólogos), que neste momento se encontra inativa.

A GS ainda não está incluída nos planos de ação nacionais e regionais a nível do setor energético. É necessário promover o contributo da energia geotérmica para o Plano Nacional de Ação para as Energias Renováveis (PNAER) e a nível local e regional, por exemplo, nos Planos de Ação para as Energias Sustentáveis (PAES). De facto, a nova revisão do Plano Nacional de Energia e Clima (PNEC 2030), aprovado em 2024, continua a ignorar o possível contributo da GS para as metas definidas no setor de aquecimento e arrefecimento, sem qualquer menção à geotermia neste setor. Ainda é referido, erradamente, que as redes térmicas urbanas não são uma boa opção face às condições climáticas de Portugal, pelo que não se perspetivam novos desenvolvimentos na próxima década. De notar que a 5ª geração de redes térmicas urbanas (redes térmicas modernas com temperatura de funcionamento bastante inferior em relação às gerações antecedentes) pode ser baseada em GS, existindo estudos que comprovam a sua viabilidade (Figueira et al., 2024) e, como exemplo, o Ombria resort serve de marco no desenvolvimento de redes térmicas urbanas em Portugal. No PNEC 2030 apenas é incluída a menção de geotermia de profundidade para produção de eletricidade.

Ao nível da formação e certificação de qualidade, Portugal não dispõe de qualquer sistema de certificação específico para a GS e, para além do curso de técnico instalador (que atualmente é oferecido apenas a jovens sem formação universitária), não existe qualquer outra formação específica.

A natureza desta tecnologia pode aproveitar de incentivos que promovam a utilização de energias renováveis, a eficiência energética, a independência energética, a redução das emissões de CO₂ e a mitigação das alterações climáticas, entre outros. Nenhuma campanha de incentivo específico à instalação de sistemas de exploração de GS foi adotada até então.

4.4 – Estado da arte em Portugal

Atualmente, na prática, apenas ocorrências de águas minerais naturais com temperatura superior a 20°C que sejam utilizadas para fins relacionados com climatização, AQS e aquecimento de piscinas, é que podem ser qualificadas como recurso geotérmico de baixa entalpia. Na Figura 12 é apresentado o mapa atualizado das ocorrências geotérmicas em Portugal continental, onde se denota a predominância a Norte das ocorrências que têm uma utilização geotérmica.

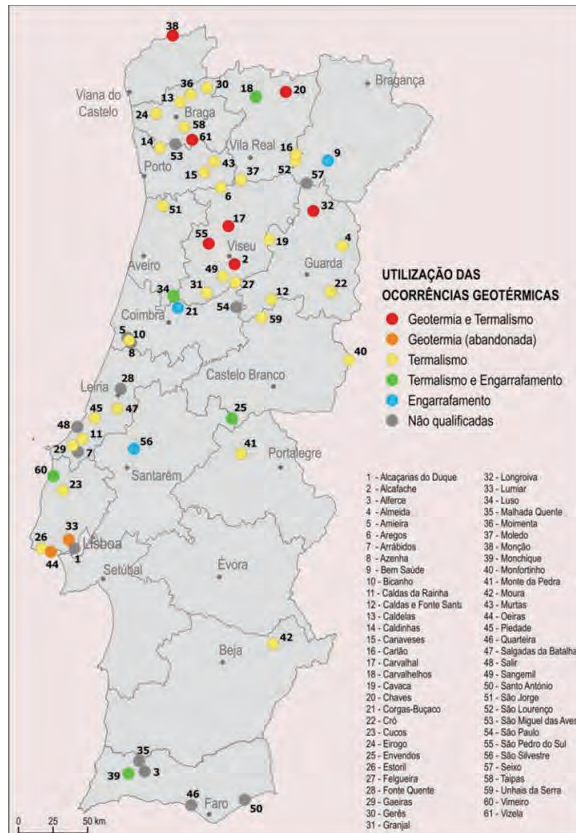


Fig. 12 – Mapa das ocorrências geotérmicas em Portugal continental (Lourenço, 2019).

A utilização geotérmica das águas minerais naturais tem sido feita através de uso em cascata, na sua maioria, utilização direta (Lourenço, 2019). Nas Caldas de Monção (51°C, temperatura do fluido geotérmico), a utilização geotérmica do recurso começou em 2015 para aquecimento do estabelecimento termal, piscinas públicas, hotel e edifícios públicos. Nas Caldas de Chaves (73°C), o aproveitamento geotérmico começou nos anos 80, considerado o primeiro projeto de rede de aquecimento urbano, em Portugal, para aquecimento e produção de AQS para diversos edifícios. Nas Caldas de Vizela (50°C), a GS é utilizada para aquecimento, AQS e aquecimento de piscina de hotel. Em Longroiva (47°C) o recurso é utilizado na climatização do estabelecimento termal e, ainda, para produção de AQS e aquecimento de piscina exterior de hotel rural. Nas Termas do Carvalhal (60°C) estão em curso estudos para a utilização do recurso para aproveitamento geotérmico, assim como, nas Termas de Aregos (62°C). Nas Termas de S. Pedro do Sul (69°C) o recurso é utilizado numa central geotérmica, desde 2001, responsável pelo aquecimento e produção de AQS para dois balneários termais e dois hotéis. Adicionalmente, o recurso já foi utilizado no aquecimento de uma estufa de frutos tropicais, encontrando-se atualmente desativada. Por fim, nos Banhos de Alcafache (51°C) o recurso é utilizado no aquecimento do estabelecimento termal desde 2003.

Para além dos recursos classificados, existem outros tipos de exploração de GS ativos em Portugal. Existem sistemas abertos que, por não serem baseados em águas minerais naturais, não são contempladas pela legislação relativa aos recursos geotérmicos. Nesse sentido, águas superficiais e águas subterrâneas que não constituam águas minerais naturais, não são contempladas

neste âmbito legal. Como, por exemplo, existem diversas utilizações das águas do rio Tejo para climatização: Fundação Champalimaud, Pavilhão Atlântico e o Centro de Resíduos da Valorsul.

Devido ao enquadramento legal dos recursos geotérmicos, a utilização da GS em sistemas fechados, com permuta térmica com o solo, tem sido feita, mas sem a necessidade de classificação do recurso, nem de um controlo administrativo por parte das entidades públicas.

Neste âmbito, merecem ser referidos alguns projetos de I&D que têm sido importantes no contributo do estado da arte em Portugal na utilização de sistemas fechados de exploração da GS, tais como:

- Projetos de I&D internacionais:
 - GROUNDHIT – O projeto focou-se na análise e melhoria do custo-benefício, competitividade e penetração do mercado de sistemas fechados de GS com recurso a bomba de calor (TREN/04/FP6EN/S07.31402/503063– 2002-2006). Neste âmbito, foi instalado um sistema fechado, de 5 furos geotérmicos de 80 metros de profundidade, na Escola Superior de Tecnologia do Instituto Politécnico de Setúbal. Mais informação em Sanner et al. (2007).
 - GROUNDMED – O projeto pretendeu demonstrar o funcionamento de bombas de calor geotérmicas, de última geração, em sistemas fechados de GS para climatização, com a instalação de sistemas em 8 locais diferentes do Sul da Europa (TREN/FP7EN/218895/"GROUND-MED"– 2009-2015). Neste âmbito, o edifício de autoridade regional de Coimbra foi dotado de um sistema fechado de GS com sete furos geotérmicos de 125 metros de profundidade. Mais informações em Mendrinos et al. (2010).
 - TESSe2b - Neste projeto foram testados e validados os sistemas integrados baseados em energia solar, geotérmica e armazenamento de energia térmica, em três demo sites, edifícios unifamiliares, em Espanha, Áustria e Chipre (*European Union's Horizon 2020 Research and Innovation Programme under grant agreement number 680555 – 2015-2019*). Este projeto foi coordenado pelo Instituto Politécnico de Setúbal. Mais informações em Coelho et al. (2024) e Coelho et al. (2022).
- Projetos de I&D nacionais:
 - SUCCESS – O projeto focou-se na promoção e adoção de tecnologia de exploração de GS em Portugal e, em particular, o estudo da sustentabilidade destes sistemas aplicados ao clima do sul de Europa (PTDC/ECM-GEO/0728/2014 – 2014-2018).
 - DEEPCOOL – O projeto pretendeu promover a adoção de estruturas termoativas em Portugal e, em particular, o estudo do comportamento de estacas termoativas aplicadas ao clima português (PTDC/ECI-EGC/29083/2017 – 2017-2021).
 - GEOSUSTAINED – O projeto tem como objetivo caracterizar e modelar o comportamento térmico dos solos na cidade de Lisboa na perspetiva de uso futuro em sistemas de exploração de GS (PTDC/ECI-COM/1866/2021 – 2021-2024).

Na Figura 13 é apresentada um mapa de Portugal continental com a localização de alguns dos marcos na implementação de sistemas de exploração de GS em Portugal e, como tal, representam importantes contributos para o estado da arte em Portugal. Alguns já foram mencionados, sendo que os restantes:

- Aveiro – A Universidade de Aveiro tem cinco edifícios em climatização com sistemas baseados em GS e constitui o primeiro caso de estacas termoativas. A instalação foi realizada entre 2011 e 2015: o edifício ESSUA apresenta quatro sistemas com um total de 22 furos de 150 m de profundidade e 147 estacas termoativas de 8 m de profundidade; O

edifício CICFANO possui um sistema com 55 estacas termoativas com 10 m de profundidade e um sistema de recuperação térmica dos efluentes de águas residuais (biotermia); o edifício ESAN dispõe de quatro sistemas com um total de 34 furos de 150 m de profundidade e painéis solares; o edifício ECOCRR possui um sistema com 22 furos de 120 m de profundidade; o último, edifício CCCI, possui um sistema com 42 furos de 130 m de profundidade e painéis solares.

- Lumiar – O Hospital da Força Aérea dispõe de um furo com 1500 m de profundidade desde 1987 (50°C) para AQS e climatização. Os problemas de corrosão levaram à sua desativação.
- Entrecampos – Edifício de escritórios da Fidelidade *Property Europe* – caso de estudo em contexto urbano e onde os furos foram feitos na base do edifício, sob 8 pisos de escritório acima do solo e 3 pisos de estacionamento abaixo do solo. A infraestrutura geotérmica é composta por 90 permutadores de calor enterrados com uma profundidade de 120 m cada, perfazendo um total de 10 800 m. Trata-se de um sistema vertical e cada furo é composto por um permutador de calor enterrado do tipo simples U, em sistema fechado. Os permutadores de calor enterrados são totalmente preenchidos com água aditivada de anticongelante do tipo propilenoglicol, biodegradável.
- Querença – O Ombria Resort é, atualmente, o maior projeto de exploração de GS em Portugal, em operação desde 2024, constitui o único caso de redes de aquecimento urbano de 5ª geração (mais informações em Figueira, (2023)). O projeto é composto por um hotel, um campo de golfe, um *club house*, um Spa e algumas villas. A infraestrutura geotérmica é composta por 40 furos de 100 m de profundidade para a *club house*; 60 furos de 125 m de profundidade para o hotel e 144 furos de 115 m de profundidade para o Spa e villas. O recurso é utilizado para climatização, fornecer AQS e água quente para as piscinas. Além disso, foram instalados 108 coletores solares térmicos para o *club house* e 48 para o hotel, onde se considerou a sua utilização para a eventual regeneração da temperatura do solo.

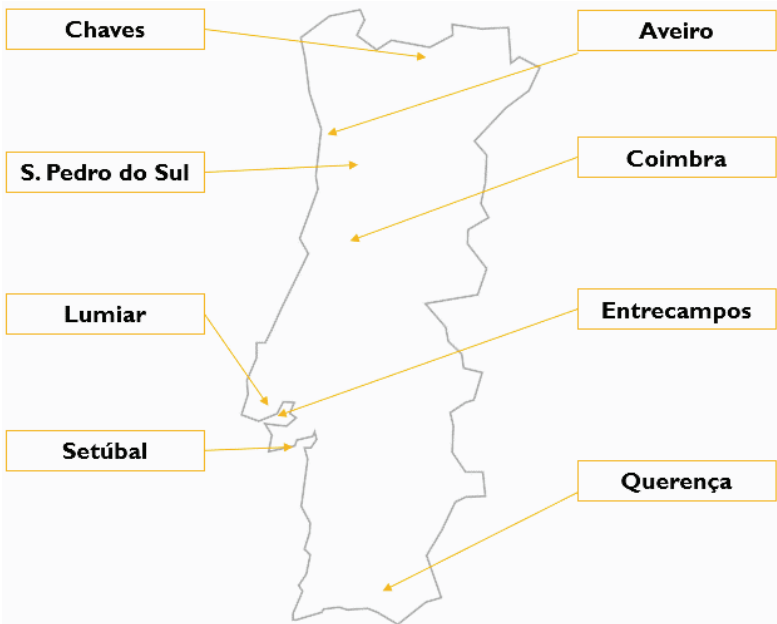


Fig. 13 – Mapa de sistemas de exploração de GS que representam marcos do estado de arte.

5 – ANÁLISE CRÍTICA

Na sequência da análise do enquadramento legal e do mercado da GS em Portugal, são desenhadas algumas recomendações, considerando toda a sistematização que tem vindo a ser feita neste âmbito:

Legislação

- A legislação atual não é adequada para regular a utilização da energia geotérmica na sua totalidade. Não existe diferenciação entre os vários tipos de potencial geotérmico que podem ser explorados e, por isso, é evidente a inexistência de aspetos específicos da GS na legislação portuguesa.
- A legislação não se cumpre, no Decreto-Lei n.º 54/2015, porque o decreto-lei específico dos recursos geotérmicos ainda não foi aceite nem entrou em vigor. Consequentemente, o acesso à exploração dos recursos geotérmicos é ainda regulado pela legislação de 1990;
- O acesso à exploração de energia geotérmica não é adequado à exploração de GS e foi elaborado com o objetivo principal de regular o acesso à energia geotérmica profunda nos Açores. O processo de acesso é o mesmo quer se trate de projetos públicos ou privados, de infraestruturas industriais, comerciais ou residenciais.
- O processo de acesso aos recursos geotérmicos é demasiado complexo e pode constituir uma barreira ao desenvolvimento do mercado da GS. As políticas de alguns estados-membros da UE têm evoluído no sentido de facilitar e simplificar o processo de obtenção de autorização para operações de pequena escala, que vai de encontro com o disposto em diretivas europeias relativas à integração de energia renovável e melhoria da eficiência energética. Consultar diretiva 2018/884/EU e diretiva 2024/1275/EU.

Mercado:

- Devem ser implementados métodos para contabilizar a produção de energia térmica com base em GS para as metas nacionais e europeias de descarbonização.
- Importa referir que a divulgação e formação é de extrema importância para a credibilidade e desenvolvimento da tecnologia, para que seja promovida a sua utilização e a sua integração nos planos nacionais de energia e clima.
- É necessário um sistema de certificação para garantir instalações bem-sucedidas. Além disso, é necessário associá-lo a um sistema de formação. O incentivo através da formação promoverá a informação entre técnicos e empresas. É necessária formação ao nível do projeto, perfuração, instalação, manutenção e inspeção.
- Portugal não apresenta qualquer incentivo específico para a GS. No entanto os sistemas baseados em GS podem, teoricamente, ser elegíveis para alguns incentivos para fontes renováveis de energia ou incentivos para aumentar a eficiência energética.
- É de extrema importância definir uma política de incentivos nesta área, podendo-se destacar os incentivos fiscais (redução de impostos operacionais, importação de equipamentos, entre outros), incentivos financeiros (fundos especiais, empréstimos sem juros, entre outros), e na forma de garantias ou seguros. Mais informações e boas práticas noutros países europeus podem ser consultados em (Jaudin et al., 2013).

Ferramentas de suporte:

- Ausência de um documento orientador para os vários tipos de sistemas de utilização da GS (tanto para sistemas fechados como abertos) e definição de entidade reguladora destes tipos de instalações.
- A criação da PPGS fez todo o sentido para desenvolver este mercado e, encontrando-se inativa, é necessária uma outra plataforma que tenha os mesmos objetivos.
- Tal como em muitos outros países da UE, em Portugal existe o Atlas Geotérmico que apresenta vários tipos de informação relevante para apoiar a proliferação de projetos de

geotermia. Este projeto é da maior importância e precisa de ser complementado com informações pertinentes ao desenvolvimento de projetos de GS.

- É necessário, numa fase mais avançada do mercado geotérmico em Portugal, dispor de um processo recorrente de realização de visitas de inspeção e monitorização dos sistemas de GS. Uma alternativa será um sistema de certificação de técnicos especializados.
- Para fomentar a fiabilidade desta tecnologia, deve existir um investimento contínuo em atividades de I&D. A investigação é necessária, principalmente, no âmbito da deteção e clarificação das diferenças na utilização de GS no ambiente mediterrâneo, em comparação com a vasta experiência em climas do Centro e Norte da Europa.

6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Da análise feita, que apesar de não exaustiva providencia um enquadramento sobre o desenvolvimento das tecnologias de exploração da GS em Portugal, chega-se à opinião de que o atual estado de desenvolvimento não é suficiente para que Portugal se equipare com outros países europeus que apresentam uma maturidade de mercado considerável. Esta tecnologia tem sido considerada como uma prioridade e tem sido alvo de investimento por parte de países como a Alemanha, Suécia, Inglaterra e Países Baixos, e isso é evidenciado pelos dados recolhidos.

A exploração de GS apresenta vantagens valiosas e incontornáveis, representando um potencial de criar um impacto positivo no setor da climatização melhorando a eficiência energética e aumentando a componente renovável no abastecimento destes sistemas energéticos. Em Portugal o desenvolvimento ainda é residual e com alguns marcos importantes no seu desenvolvimento e adaptação ao contexto português. No entanto, a penetração da tecnologia de exploração da GS no mercado energético apresenta uma série de fatores que limitam o seu avanço. Essencialmente, a ausência de regulamentação e legislação adequada para a utilização deste recurso geotérmico, levando à falta de incentivos fiscais, financeiros e políticos.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Banks, D. (2009). An Introduction to Thermogeology: Ground Source Heating and Cooling, 1st ed. Wiley-Blackwell, 2009. [Online]. Disponível em: <http://eu.wiley.com/WileyCDA/WileyTitle/productCd-144430268X.html>
- Brandl, H. (2006). Energy Foundations and other thermo-active ground structures. *Géotechnique* 56, No. 2, pp. 81-122. <https://doi.org/10.1680/geot.2006.56.2.81>
- Cabeças, R.; Carvalho, J. M.; Nunes, J. C. (2010). Portugal Country Geothermal Update 2010. Proceedings of the World Geothermal Congress 2010, pp. 25-29.
- Carvalho, J. M.; Silva, J. M. M.; Ponte, C. A. B.; Cabeças, R. M. (2005). Portugal geothermal country update 2005. Proceedings of the World Geothermal Congress 2005, Antalya, Turkey.
- Carvalho, J. M.; Coelho, L.; Nunes, J. C.; Carvalho, M. R.; Garcia, J.; Cerdeira, R. (2015). Portugal Country update 2015. Proceedings of the World Geothermal Congress 2015, Melbourne, Australia.
- Coelho, L.; Koukou, M. K.; Konstantaras, J.; Vrachopoulos, M. G.; Rebola, A.; Benou, A.; Karytsas, C.; Tourou, P.; Sourkounis, C.; Gaich, H.; Goldbrunner, J. (2024). Assessing the Effectiveness of an Innovative Thermal Energy Storage System Installed in a Building in a Moderate Continental Climatic Zone. *Energies*, 2024-02, <https://doi.org/10.3390/en17030763>
- Coelho, L.; Koukou, M. K.; Dogkas, G.; Konstantaras, J.; Vrachopoulos, M. G.; Rebola, A.; Benou, A.; Chorapanitis, I.; Karytsas, C.; Sourkounis, C.; Chrysanthou, Z. (2022). Latent Thermal

- Energy Storage Application in a Residential Building at a Mediterranean Climate. *Energies*, 2022-01. <https://doi.org/10.3390/en15031008>
- Coelho, L.; Cerdeira, R.; Garcia, J.A.; Sanner, B.; Abry, M.; Karytsas, C. (2010). Development and Demonstration of Ground Coupled Heat Pumps of High Technology. *Proc, World Geothermal Congress*.
- Dandelion (2019). Geothermal Heat Pump Frequently Asked Questions. Dandelion energy, press release (<https://dandelionenergy.com/geothermal-heat-pump-frequently-asking-questions>. (acesso em 02.10.2021).
- Decreto-Lei no. 560-C/76 (1976). Define o regime de prospecção, pesquisa e exploração de recursos geotérmicos. Ministério da Indústria e Tecnologia. Diário da República no. 165, Série I de 1976-07-16, Lisboa.
- Decreto-Lei no. 87/90 (1990). Aprova o regulamento dos recursos geotérmicos. Ministério da Indústria e Energia. Diário da República no. 63, Série I de 1990-03-16, Lisboa.
- Decreto-Lei no. 90/90 (1990). Disciplina o regime geral de revelação e aproveitamento dos recursos geológicos. Ministério da Indústria e Energia. Diário da República no. 63, Série I de 1990-03-16, Lisboa.
- Decreto-Lei no. 54/15 (2015). Bases do regime jurídico da revelação e do aproveitamento dos recursos geológicos existentes no território nacional, incluindo os localizados no espaço marítimo nacional. Assembleia da República. Diário da República no. 119, Série I de 2015-06-22, Lisboa.
- Decreto-Lei no. 58/05 (2005). Aprova a Lei da Água. Assembleia da República. Diário da República no. 249/2005, Série I-A de 2005-12-29, Lisboa.
- Decreto-Lei no. 151-B/2013 (2013). Regime jurídico da avaliação de impacte ambiental. Assembleia República. Diário da República no. 211/2013, 2º Suplemento, Série I de 2013-10-31, Lisboa.
- DGEG (2017). Geotermia – Energia renovável em Portugal. ISBN: 978-972-8268-43-5 Disponível em: https://www.dgeg.gov.pt/media/d3jkmis/i015526.pdf#Publica%C3%A7%C3%A3o_I015526_Geotermia_EnergiaRenov%C3%A1velEmPortugal_DGEG_2017
- DGEG s/d – Recursos Geotérmicos Qualificados (<https://www.dgeg.gov.pt/pt/areas-setoriais/geologia/recursos-geotermicos/exploracao-de-recursos-geotermicos/recursos-geotermicos-qualificados/>) (acesso em 19.06.2024).
- Diretiva no. 2018/884/UE (2018). amending Directive 2010/31/EU on the energy performance of buildings. European Parliament and the Council, Official Journal of the European Union.
- Diretiva no. 2024/1275/UE (2024). Amending Directive 2018/884/UE on the energy performance of buildings (recast). European Parliament and the Council, Official Journal of the European Union.
- EGEC (2023). Annual Market Report. EGEC, Brussels, Belgium.
- EN 15450 (2007). Heating systems in buildings. Design of heat pump heating systems. European Standard. European Committee for Standardization.
- EN 17522 (2020). Design and construction of borehole heat exchangers. Draft European Standard. European Committee for Standardization.

- EN ISO 17628 (2017). Geotechnical investigation and testing - Geothermal testing - Determination of thermal conductivity of soil and rock using a borehole heat exchanger. European norm.
- Environmental Agency (2011). Environmental good practice guide for ground source heating and cooling.
- Eurostat (2022). Energy consumption in households. Eurostat, Luxembourg.
- Figueira, J.; Vieira, A. (2016). Métodos de caracterização térmica do solo para aproveitamentos geotérmicos superficiais. 15º Congresso Nacional de Geotecnia, Porto.
- Figueira, J. S. (2023). Critical aspects on shallow geothermal energy systems: development, design and infrastructure. PhD thesis, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.
- Figueira, J. S.; Gil, A. G.; Vieira, A.; Michopoulos, A. K.; Boon, D. P.; Loveridge, F.; Cecinato, F.; Götzl, G.; Epting, J.; Zosseder, K.; Bloemendal, M.; Woods, M.; Christodoulides, P.; Vardo, P. J.; Borg, S. P.; Poulsen, S. E.; Andersen, T. R. (2024). Shallow geothermal energy systems for district heating and cooling networks: Review and technological progression through case studies. *Renewable Energy* 236, 121436. <https://doi.org/10.1016/j.renene.2024.121436>
- Gehlin, S. (2002). Thermal Response Test: Method development and Evaluation. PhD Thesis, Luleå University of Technology, Luleå, Sweden.
- Geotrainer (2011). Geotrainer training manual for designers of Shallow Geothermal Systems. Project IEE/07/581/S12.499061. EFG, Brussels.
- GSHP Association (2011). Closed-loop vertical borehole – Design, Installation & Materials Standards. Ground Source Heat Pump Association, report. Issue 1.0, 1st of October 2011.
- Huenges, E. (2010). Geothermal Energy Systems: Exploration, Development, and Utilization. Wiley-VCH.
- INE; DGEG; ADENE (2021). Inquérito ao Consumo de Energia no Sector Doméstico - 2020. Instituto Nacional de Estatística, Direção Geral de Energia e Geologia, edição 2021, Lisboa.
- Instituto Geológico e Mineiro (1998). Recursos Geotérmicos em Portugal Continental – baixa entalpia. Instituto Geológico e Mineiro; Direção de Serviços de Gestão e Recursos Geológicos; Divisão de Recursos Hidrogeológicos e Geotérmicos, Lisboa. ISBN: 972-95452-4-3.
- Jaudin, F.; Annuziata, L.; Van Beek, D.; Benson, J.; Bezelues, S.; Coufer, M.; Cucueteanu, D.; Cuevas, J.; Frey, M.; Godschalk, B.; Goumas, A.; Jardeby, A.; Mette Nielsen, A.; Pasquali, R.; Poux, A.; Raftegard, O.; Sanner, B. (2013). Overview of Shallow Geothermal Legislation in Europe. D2.2: General Report of the Current Situation of the Regulative Framework for the SGE Systems. REGEOCITIES EU Project.
- Lourenço, C. (2019). Recursos Geotérmicos – estratégia e legislação. Seminário de Geotermia, Porto.
- Lund, J. W. (2001). Geothermal Heat Pumps - An Overview. *Geo-Heat Center Quarterly Bulletin*, 22 (1), pp. 1-2.
- Manzella, A. (2017). Geothermal Energy. *EPJ Web of Conferences* 148.
- Mendrinós, D.; Karytsas, K.; Rosca, M. (2010). The European Project Ground-Med “Advanced Ground Source Heat Pump Systems for Heating and Cooling in Mediterranean Climate”. *Proceedings of European Geothermal Congress, Indonesia*.

- MIS 3005 (2017). Requirements for MCS contractors undertaking the supply, design, installation, set to work, commissioning and handover of microgeneration heat pump systems. Microgeneration installations standard, UK.
- Ramalho, E. (2014). O papel do Atlas Geotérmico Nacional no fomento da exploração da energia geotérmica em Portugal continental. *Comunicações Geológicas* 101, Especial II, pp. 833-836.
- Ramalho, E.; Diaz, R.; Dias, R. (2015). Cartografia Geológica, Hidrogeológica e Geotérmica como ferramentas de apoio ao dimensionamento de pequenas instalações de geotermia superficial. *Newsletter da PPGS* no. 4, pp. 5-7.
- Ramalho, E.; Madureira, P.; Lourenço, C.; Francés, A.; Joyce, A.; Silva, L.; Silva, L. (2014). A Plataforma Portuguesa de Geotermia Superficial e o seu papel na dinamização do mercado da geotermia em Portugal. *Comunicações Geológicas* 101, Especial II, pp. 837-840.
- Sanner, B.; Karytsas, K.; Abry, M.; Coelho, L.; Goldbrunner, J.; Mendrinós, D. (2007). GROUNDHIT – advancement in ground source heat pumps through EU support. *Proceedings of European Geothermal Congress*, Germany.
- SIA D 0136, 1996 – Principle of usage of non-deep geothermal energy for heating systems. *Planning, Energy and buildings series*. Switzerland.
- SYNEGE; DGEG (2021). Avaliação do Potencial de Exploração dos Recursos Hidrominerais e Geotérmicos e da sua Utilização para Temperaturas Superiores a 25°C. https://www.dgeg.gov.pt/media/kycnuhg5/publica%C3%A7%C3%A3o-recursos-geot%C3%A9rmicos-aviso-04-1_2018-fai_final2.pdf
- VDI 4640 (2001). Thermal use of the underground, Ground source heat pump systems – part 2. VDI norms, Germany.



Safety is our nature

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

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

SEGURANÇA É A NOSSA NATUREZA

Estabilização de taludes |

Slope stabilization

Queda de rochas |

Rockfall

Escorregamento superficial |

Shallow landslides

Corridas detríticas |

Debris flow

Erosões costeiras |

Coastal erosions

Escavações subterrâneas |

Underground support

Para mais informações, acesse

www.geobrugg.com



Rio de Janeiro/RJ – Brasil.





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



Praças de Pedágio, P2 e P3
Santa Catarina, Brasil



Poço de minério
Kamsar, Guiné



Biblioteca Central
e Arquivo Municipal
Lisboa, Portugal



Edifício Solar Santana
Lisboa, Portugal

Sede

Rua Julieta Ferrão, 12 - Escritório 1501

1600-131 LISBOA, Portugal

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

Email: info@jetsj.com

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

MACCAFERRI

PoliMac® e Sustentabilidade Ambiental

Preparados para as mudanças climáticas e os novos desafios.

As mudanças climáticas têm intensificado eventos extremos, exigindo soluções robustas e inovadoras em infraestrutura. O **PoliMac®** surge como uma resposta eficiente a esses desafios, oferecendo alta resistência à abrasão, agentes químicos e radiação UV — características essenciais para obras de contenção e proteção em condições severas.

PoliMac®: alta tecnologia, durabilidade e compromisso com um futuro sustentável.

Em Trujillo – Peru, o projeto Quebrada El León usou **Colchões Reno® PoliMac®** para enfrentar chuvas intensas e sedimentos agravados pelo ciclone Yaku. A obra de **10 km** protegeu mais de **45.000 famílias** contra inundações. O projeto se destaca como referência em custo-benefício e sustentabilidade ambiental.

- 1 Revestimento metálico de longa vida útil GalMac® 4R
- 2 Revestimento intermetálico
- 3 Alma de aço BTC*
*Baixo teor de Carbono

Nova tecnologia Polimérica

MACCAFERRI POLIMAC

Revestimento **PoliMac®**
(com identificação personalizada)



Para saber mais,
acesse o QR Code.

Visite nosso site e saiba mais: www.maccaferri.com/br



COBA



GEOLOGIA E GEOTECNIA

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



- Planeamento de Recursos Hídricos
- Aproveitamentos Hidráulicos
- Produção e Transporte de Energia Eléctrica
- Sistemas de Abastecimento de Água e de Águas Residuais e Pluviais
- Agricultura e Desenvolvimento Rural
- Infra-estruturas Rodoviárias, Ferroviárias e Aeroportuárias
- Ambiente
- Estruturas Geotécnicas
- Cartografia e Cadastro
- Controle de Segurança e Reabilitação de Obras
- Gestão e Fiscalização de Empreendimentos



PORTUGAL
REGIÃO CENTRO E SUL
Av. 5 de Outubro, 323
1649-011 LISBOA
Tel.: (351) 210 125 000, (351) 217 925 000
Fax: (351) 217 970 348
E-mail: coba@coba.pt
www.coba.pt

Av. Marquês de Tamar, 9, 6.
1050-152 LISBOA
Tel.: (351) 217 925 000
Fax: (351) 213 537 492

REGIÃO NORTE
Rua Mouzinho de Albuquerque, 744, 1.
4450-203 MATOSINHOS
Tel.: (351) 229 380 421
Fax: (351) 229 373 648
E-mail: engico@engico.pt

ANGOLA
Praça Farinha Leitão, edifício nº 27, 27-A - 2.º Dio
Bairro do Maculuso, LUANDA
Tel./Fax: (244) 222 338 513
E-mail: geral.coba-angola@netcoba.co.ao

MOÇAMBIQUE
Centro de Escritórios. Pestana Ravuma Hotel.
Rua da Sé nº114, 4.º Andar - 401 A, MAPUTO
Tel.: (258) 21 328 813
Fax: (258) 21 016 165
Tlm: (258) 820 047 454
E-mail: coba.mz@gmail.com

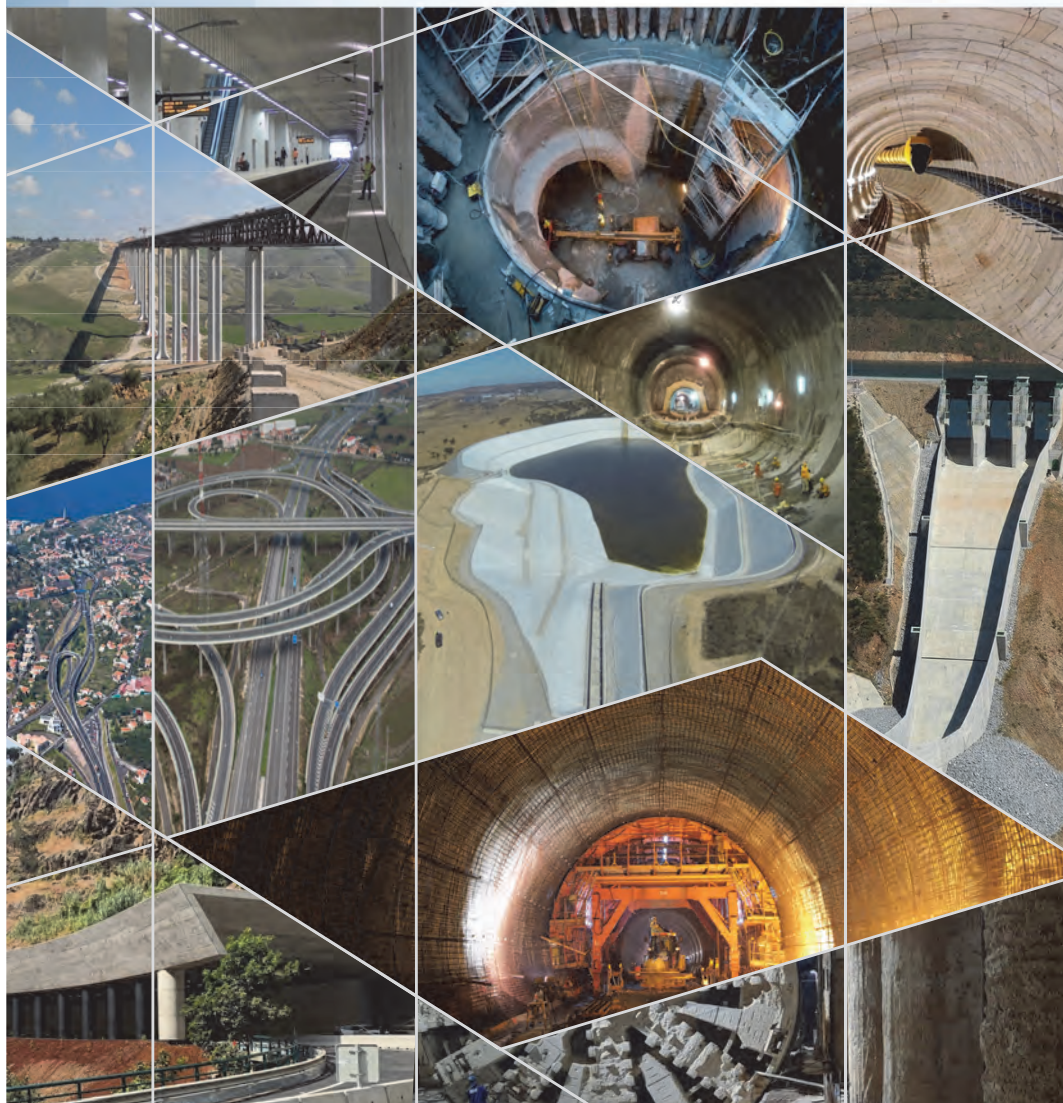
ARGÉLIA
09, Rue des Frères Hocine
El Biar - 16606, ARGEL
Tel.: (213) 21 922 802
Fax: (213) 21 922 802
E-mail: coba.alger@coba.pt

BRASIL
Rio de Janeiro
Rua Buenos Aires 68, 25.
Centro, Rio de Janeiro, RJ - CEP 20.070-022
Tel.: (55 21) 3553 67 30
Tel.: (55 21) 8366 00 06
geral@coba.com.br

Fortaleza
Av. Senador Virgílio Távora 1701, Sala 403
Aldeota - Fortaleza CEP 60170 - 251
Tel.: (55 85) 3244 32 85
Fax: (55 85) 3244 32 85
E-mail: coba1@eisenhower.com.br

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

BUILDING THE WORLD, BETTER



Consultoria em Engenharia e Arquitetura

Geologia, Geotecnia, Fiscalização de Obras Geotécnicas

Barragens de Aterro, Obras Subterrâneas, Estruturas de Suporte

Fundações Especiais, Tratamento de Terrenos, Geomateriais



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

Uma referência Incontornável no Setor

An Unavoidable Reference in the Sector



+11000
PROJETOS COMPLETADOS
Completed projects



+1.000.000
METROS PERFURADOS
Drilled meters



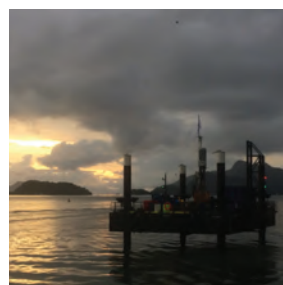
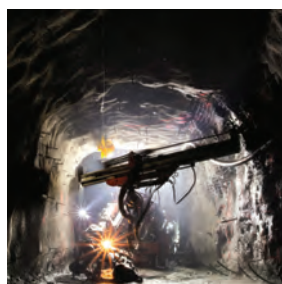
+3.000
CLIENTES
Clients



+50
ANOS DE EXPERIÊNCIA
Years of experience

Com mais de **cinco décadas** no mercado e atuação em 3 países

With over **five decades** in the market and operations in 3 countries



Áreas de atuação

Areas of activity

Sondagens geotécnicas (Onshore e Offshore)
Geotechnical surveys

Sondagem para Pesquisa Mineral
Drilling for Mineral Research

Laboratório de Ensaios Geotécnicos (mecânica de solos, rochas e agregados)
Geotechnical Testing Laboratory
(soil, rock and aggregate mechanics)

Obra Geotécnica
Geotechnical Work

Controle Tecnológico, Monitoramento e Instrumentação Geotécnica
Technological Control, Monitoring and Geotechnical Instrumentation

Prospecção geofísica
Geophysical prospecting

Consultoria e Projeto Geotécnico
Geotechnical Consulting and Design

Inovação e Desenvolvimento Plataforma Geo+
Innovation and Development Geo+ Platform

 **geocontrol**
Soluções em Geotecnia e Geologia
www.geocontrol.com



Portugal
Brasil
Moçambique



PIONEERING AND INNOVATION

SINCE 1921

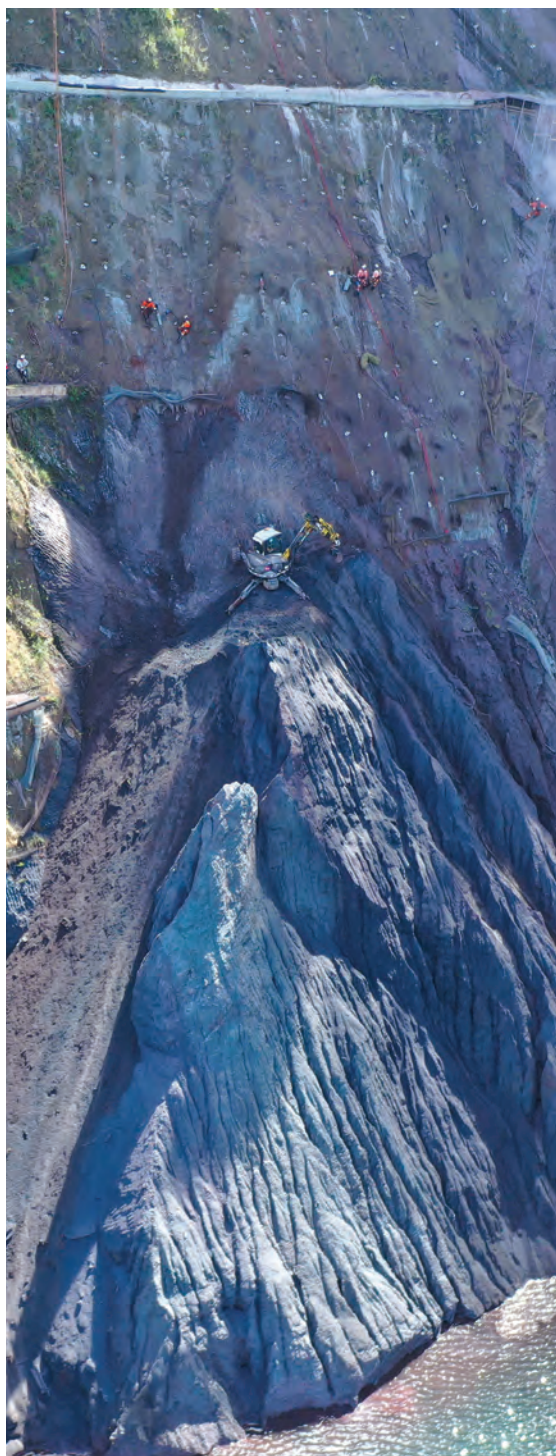
 **TEIXEIRA DUARTE**
ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES, S.A.

RETAINING WALL, 400MM DWALL
SAN PAULO - BRAZIL



Building a better world.
teixeiraduarteconstruction.com

LICENCE NO. 24 - R18



For 25 years, enabling complex projects in hard-access locations

Height-engineering:
this is the basis of
Civil Master's operations.

With a multidisciplinary
and committed team, we
develop the best solution
for each client's challenges,
taking care of people and
the environment.

civilmaster.com.br

REOLOGIA: O Futuro da Mineração

Além do Laboratório, Reologia no Centro das Decisões de Engenharia

Na mineração contemporânea, o futuro está sendo construído com base na inteligência técnica e no domínio do comportamento dos materiais. Nesse cenário, a reologia, ciência que estuda o fluxo e a deformação de materiais, ganha protagonismo, especialmente no tratamento e descarte de rejeitos. A Fonntes Geotécnica tem incorporado a reologia como ferramenta central em seus projetos, indo além do uso laboratorial e aplicando-a diretamente na tomada de decisões. Ao compreender as particularidades do comportamento dos rejeitos, é possível propor intervenções mais precisas, seguras e sustentáveis. Esse diferencial só é possível graças à estrutura verticalizada da Fonntes, que permite uma atuação integrada desde a investigação geotécnica até a modelagem computacional, monitoramento e execução das obras. Isso garante agilidade nos processos, além de maior confiabilidade técnica na avaliação de riscos e na estabilidade das estruturas.

Case de Sucesso: Estabilização e Descaracterização da Barragem B2A

O domínio técnico da Fonntes Geotécnica sobre reologia e comportamento de materiais se concretiza em projetos robustos e reconhecidos no setor. Um dos exemplos mais emblemáticos é sua atuação no Complexo Fernandinho, onde, desde 2017, a empresa conduz os estudos e intervenções voltadas à estabilização e descaracterização da Barragem B2A.

A estrutura apresentava fatores de segurança abaixo do exigido pela legislação. Para reverter esse quadro, a Fonntes desenvolveu uma solução integrada baseada no rebaixamento do nível freático, com escavações controladas a montante e instalação de poços tubulares profundos para bombeamento contínuo.

A Fonntes foi responsável por toda a cadeia de estudos: análises tensão-deformação, modelagem hidráulica do Canal de Cintura, adequação dos taludes e definição de parâmetros críticos, sempre com base em extensas investigações geotécnicas e referências técnicas atualizadas.

O projeto também incluiu o Acompanhamento Técnico de Obras (ATO), com monitoramento contínuo por piezômetros, marcos superficiais, topografia e geofones, garantindo controle rígido das deformações e segurança operacional.

Como resultado, a estrutura obteve, no segundo semestre de 2024, a Declaração de Condição de Estabilidade (DCE) e iniciou o processo de descaracterização em seis etapas, todas baseadas nos critérios estabelecidos durante a fase de estabilização.

A atuação da Fonntes na Barragem B2A reafirma sua capacidade de transformar conhecimento técnico em soluções práticas e seguras, destacando-se como referência em engenharia geotécnica aplicada à mineração moderna.



PROJETOS E SERVIÇOS EM ENGENHARIA GEOTÉCNICA



A FGS Geotecnia desenvolve estudos e projetos, além dos serviços de supervisão e consultoria nas áreas de estabilização e proteção de encostas, mapeamento de risco, contenções, escavações, fundações, movimentação de terra, túneis e geoprocessamento. Contamos também com departamento de instrumentação e laboratório de ensaios geotécnicos



**Não importa o tamanho do
desafio, cada solução é concebida
para ser nosso melhor projeto**

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

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

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

PRESENTACIÓN DE ORIGINALES

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

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

Las Instrucciones para los Autores y el “Template” para formatear originales pueden ser obtenidos en <https://impactum-journals.uc.pt/geotecnia>.

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

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

- 3 Editorial**
Eduardo Fortunato
- 5 Prefácio**
Ana Vieira, Fernando Pardo de Santayana, Roberto Quental Coutinho
- 13 Economia circular na geotecnia: Caso de estudo no Riomar Shopping**
Experimental study on the breakage of porous grains under random loads: proposal for a probabilistic breakage criterion
André Azevedo Borgatto, Castorina Silva Vieira, Alexandre Duarte Gusmão, Stela Fucale
Andréa Batista de Farias Dias
- 43 Análise da resistência mecânica e permeabilidade de uma areia fina estabilizada com resíduos: Cal de carbureto e cinza de casca de arroz**
Analysis of the mechanical resistance and permeability of fine sand stabilized with residues: Carbide lime and rice husk ash
Cesar Alberto Ruver, Dionatta Willy de Quadros Fraga, Gabriel Melo Pacheco
- 65 Avaliação do comportamento mecânico e ambiental de resíduos inorgânicos para uso em obras geotécnicas sustentáveis**
Evaluation of the mechanical and environmental behaviour of inorganic waste materials for use in sustainable geotechnical works
Beatriz Sales Bandarra, Lana Sobral Vieira Escada Monteiro, Margarida João Quina, Paulo Alexandre Lopes de Figueiredo Coelho
- 93 Conceitos e princípios da geotecnia ambiental aplicados na recuperação do passivo ambiental de São Pedro da Cova**
Concepts and principles of environmental geotechnics applied to the reclamation of the environmental liability of São Pedro da Cova
António José Roque, Vitor Monteiro, Maria João Coelho
- 123 Caracterización resistente de los residuos y de las interfaces entre geosintéticos utilizados en vertederos**
Shear strength characterization of waste materials and the interfaces between geosynthetic layers used in landfill liners
Jorge Cañizal, Pablo Lapeña-Mañero
- 163 Caracterización dinámica de suelos. Aplicación al estudio de relaves**
Dynamic characterization of soils. Application to the study of tailings
Rubén Ruiz Bravo, Angel Tijera Carrión, Koldobika Sánchez Arrotegui, Victor Parra Arroyo
- 191 Desafios e soluções construtivas da estação Hospital Santo António do Metro do Porto**
Challenges and constructive solutions in Hospital Santo António station (Porto Metro)
Antony Pereira, Tiago Azeredo, Ana Carvalheira, Patricia Lopes, Cândido Freitas, Inês Coelho
- 217 Valoración de la interacción suelo-estructura en un falso túnel urbano termoactivo en Madrid**
Assessment of the soil-structure interaction in a cut-and-cover thermoactive urban tunnel in Madrid
Ignacio González Tejada, Jesús González Galindo, Javier Muñoz Antó
- 243 Contexto atual do desenvolvimento de soluções de geotermia superficial em Portugal**
Current state of development of shallow geothermal solutions in Portugal
João S. Figueira, Rita Cerdeira, Pedro Madureira, Luís Coelho