

167 julho
julio
july
2026

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

IMPrensa DA
UNIVERSIDADE
DE COIMBRA

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: revistageotecnia@gmail.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: revistageotecnia@gmail.com

Número Especial
19º Congresso Nacional de Geotecnia (19CNG)

Número Especial
19º Congresso Nacional de Geotecnia (19CNG)

Special Issue
19th National Congress of Geotechnics (19CNG)

5 Editorial

9 Prefácio
Foreword

- 17 Coberturas flutuantes com geomembranas para reservatórios**
Floating covers with geomembranes for reservoirs

- 35 A importância das soluções de travamento no comportamento das paredes de contenção periférica**
The importance of bracing systems in the behaviour of peripheral earth-retaining walls

- 53 Metamodelos em Engenharia Geotécnica: aplicação à restroanálise de estruturas geotécnicas**
Metamodels in Geotechnical Engineering: an application to the backanalysis of geotechnical structures

- 83 Modelação numérica dos efeitos de sítio sísmicos em Lisboa: topografia e morfologia do subsolo**
Numerical modelling of the seismic site effects in Lisbon: topographic and shallow morphology

Eduardo Fortunato

**Nuno Cristelo
João Marcelino
Cristiana Ferreira
Luís Sousa
Tiago Miranda**

José Luís Machado do Vale

Alexandre Pinto

**David M. G. Taborda
António M. G. Pedro
Manuel Matos Fernandes
Jorge Almeida e Sousa**

**Liliana Oliveira
Rui Carrilho Gomes
Paula Teves-Costa**

ÍNDICE

CONTENTS

- 111 Mecanismos de rotura de fundações superficiais para o cálculo de valores característicos dos parâmetros resistentes do solo.

Collapse mechanisms of shallow foundations towards the calculation of the characteristic values of soil strength parameters

- 127 Monitorização contínua da rigidez das camadas granulares por meio de bender elements

Continuous monitoring of the stiffness of granular layers using bender elements

- 145 Misturas de escórias de aciaria com borracha para a camada de sub-balastro ferroviário

Steel slag-rubber mixtures for railway track sub-ballast layer

- 159 Soluções de escavação e contenção periférica com recalçamento de fachada de um edifício histórico em Lisboa

Earth retaining solutions and façades underpinning for the refurbishment of a historic building in Lisbon

Nuno Guerra
Armando Antão
Teresa Santana
Manuel Matos Fernandes
Mário Vicente da Silva

Carolina Briceño
Manuel Parente
Mohammad Roshan
Miguel Azenha
António Gomes Correia
João Rocha
Marcos Martins
Joyce Chidassicua
Ionut Moldovan
Helder Silva
José Neves
Erol Tutumluer

Sara Rios
Rubens Alves
António Viana da Fonseca
André Paixão
Eduardo Fortunato
José Nuno Varandas

Inês Filipa Braz
Alexandre Pinto
Eduardo Freitas
Rogério Santos

Editorial

Eduardo Fortunato

Editor da Revista Geotecnia

É com grande satisfação que se leva à estampa este número da Revista Geotecnia, dedicado ao 19º Congresso Nacional de Geotecnia, que decorreu entre 11 e 14 de maio de 2026 na Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro. Organizado bianualmente desde 1985, este é o principal evento da geotecnia em Portugal, promovendo a partilha e atualização de conhecimentos técnicos e científicos na área. Pela primeira vez em Vila Real, o congresso teve como tema “Desafios e Inovação da Geotecnia”, destacando novas técnicas, tecnologia digital, monitorização inteligente, materiais inovadores e inteligência artificial.

O número 167 (<https://impactum-journals.uc.pt/geotecnia/>) foi preparado pelos Editores Convidados Nuno Cristelo, João Marcelino, Cristiana Ferreira, Luís Sousa e Tiago Miranda, 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 número apresentam-se oito artigos, os quais são baseados em trabalhos apresentados ao Congresso, nomeadamente em algumas conferências convidadas e em comunicações, todos eles selecionados pelos Editores Convidados.

Os artigos abordam assuntos de grande interesse técnico-científico, relacionados com: coberturas flutuantes com geomembranas para reservatórios; a importância das soluções de travamento no comportamento das paredes de contenção periférica; a aplicação de metamodelos à retroanálise de estruturas geotécnicas; a modelação numérica dos efeitos de sítio sísmicos em Lisboa; a geometria dos mecanismos de rotura de fundações superficiais com vista ao cálculo de valores característicos das propriedades resistentes do solo; a monitorização contínua da rigidez das camadas granulares de pavimentos por meio de bender elements; a caracterização de misturas de escória de aciaria com borracha para a camada de sub-balastro ferroviário; soluções de escavação e contenção periférica com recalçamento de fachada de um edifício histórico em Lisboa.

Ao artigo intitulado “Modelação numérica dos efeitos de sítio em Lisboa: o papel da topografia e da morfologia do subsolo” (Oliveira et al., 2026) foi atribuído o Prémio José Folque - Jovens Geotécnicos em Língua Portuguesa 2006.

Aproveita-se a oportunidade para divulgar o “Prémio Úlpio Nascimento” do biénio 2022-2023. Este prémio, instituído pela SPG com o objetivo de distinguir os artigos com maior interesse técnico e científico publicados na revista Geotecnia, procura fomentar a publicação de artigos originais e de elevada qualidade, nas línguas portuguesa e espanhola. Nesta edição, o Prémio foi atribuído por unanimidade ao artigo “El fenómeno de la licuación por flujo. Aproximación teórica y práctica.”, da autoria de Javier Moreno Robles (Geotecnia nº 156 – novembro/noviembre/november 2022 – pp. 03-32; https://doi.org/10.14195/2184-8394_156_1). Foi, ainda, atribuída uma Menção Honrosa ao artigo “Vibrações induzidas por cravação de estacas: modelação numérica e validação experimental.”, da autoria de Aires Colaço, Pedro Alves Costa, Cristiana Ferreira, Cecília Parente e António Silva Cardoso (Geotecnia nº 156 – novembro/noviembre/november 2022 – pp. 33-54; https://doi.org/10.14195/2184-8394_156_2).

Es con gran satisfacción que publicamos este número de la Revista de Geotecnia, dedicado al XIX Congreso Nacional de Geotecnia, que tuvo lugar del 11 al 14 de mayo de 2026 en la Universidad de Trás-os-Montes y Alto Douro. Organizado cada dos años desde 1985, este es el principal evento de geotecnia en Portugal, que promueve el intercambio y la actualización del conocimiento técnico y científico en este campo. Por primera vez en Vila Real, el congreso tuvo como tema central “Retos e Innovación en Geotecnia”, destacando las nuevas técnicas, la tecnología digital, la monitorización inteligente, los materiales innovadores y la inteligencia artificial.

El número 167 (<https://impactum-journals.uc.pt/geotecnia/>) fue preparado por los editores invitados Nuno Cristelo, João Marcelino, Cristiana Ferreira, Luís Sousa y Tiago Miranda, a quienes el Consejo Directivo de la revista agradece especialmente su dedicación, al igual que a todos los autores y revisores de los artículos.

Este número incluye ocho artículos, basados en ponencias presentadas en el Congreso, en particular en algunas conferencias por invitación y comunicaciones, todos seleccionados por los editores invitados.

Los artículos abordan temas de gran interés técnico y científico, relacionados con: cubiertas flotantes con geomembranas para embalses; la importancia de las soluciones de arriostramiento en el comportamiento de muros de contención periféricos; la aplicación de metamodelos al análisis inverso de estructuras geotécnicas; la modelización numérica de efectos sísmicos de emplazamiento en Lisboa; la geometría de los mecanismos de fallo de cimentaciones superficiales con vistas al cálculo de valores característicos de las propiedades de resistencia del suelo; la monitorización continua de la rigidez de capas granulares de pavimento mediante elementos flexibles; la caracterización de mezclas de escoria de acero con caucho para la capa de subbalasto ferroviario; la excavación y soluciones de contención perimetral con recalce de fachada de un edificio histórico en Lisboa.

El artículo titulado “Modelação numérica dos efeitos de sítio sísmicos em Lisboa: Topografia e morfologia do subsolo” (Oliveira et al., 2026) fue galardonado con el Premio José Folque - Jóvenes Ingenieros Geotécnicos en Lengua Portuguesa 2006.

Aprovechamos la ocasión para anunciar el “Premio Úlpio Nascimento” correspondiente al bienio 2022-2023. Este premio, establecido por la SPG con el objetivo de distinguir los artículos de mayor interés técnico y científico publicados en la revista Geotecnia, busca promover la publicación de artículos originales y de alta calidad en portugués y español. En esta edición, el Premio recayó por unanimidad en el artículo “El fenómeno de la licuación por flujo. Aproximación teórica y práctica.”, de Javier Moreno Robles (Geotecnia nº 156 – noviembre 2022 – pp. 03-32; https://doi.org/10.14195/2184-8394_156_1). También se otorgó una Mención de Honor al artículo “Vibrações induzidas por cravação de estacas: modelação numérica e validação experimental.”, de Aires Colaço, Pedro Alves Costa, Cristiana Ferreira, Cecília Parente y António Silva Cardoso (Geotecnia nº 156 – noviembre de 2022 – págs. 33-54; https://doi.org/10.14195/2184-8394_156_2).

It is with great satisfaction that we publish this issue of the Geotechnics Journal, dedicated to the 19th National Geotechnics Congress, which took place between May 11 and 14, 2026 at the University of Trás-os-Montes and Alto Douro. Organized biennially since 1985, this is the main geotechnics event in Portugal, promoting the sharing and updating of technical and scientific knowledge in the field. For the first time in Vila Real, the congress had as its theme “Challenges and Innovation in Geotechnics”, highlighting new techniques, digital technology, intelligent monitoring, innovative materials and artificial intelligence.

Issue number 167 (<https://impactum-journals.uc.pt/geotecnia/>) was prepared by Guest Editors Nuno Cristelo, João Marcelino, Cristiana Ferreira, Luís Sousa and Tiago Miranda, to whom the Journal's Board of Directors extends special thanks, as do all the authors and reviewers of the articles.

This issue features eight articles, which are based on papers presented at the Congress, namely in some invited conferences and presentations, all selected by the Guest Editors.

The articles address topics of great technical and scientific interest, related to: floating covers with geomembranes for reservoirs; the importance of bracing systems in the behaviour of peripheral earth-retaining walls; the application of metamodels to the back-analysis of geotechnical structures; numerical modelling of the seismic site effects in Lisbon; the geometry of the collapse mechanisms of shallow foundations towards the calculation of the characteristic values of soil strength parameters; continuous monitoring of the stiffness of granular pavement layers using bender elements; the characterization of steel slag-rubber mixtures for railway track sub-ballast layer; earth retaining solutions and façades underpinning for the refurbishment of a historic building in Lisbon.

The article entitled “Numerical modeling of site effects in Lisbon: the role of topography and subsurface morphology” (Oliveira et al., 2026) was awarded the José Folque Prize - Young Geotechnical Engineers in Portuguese Language 2006.

This is an opportunity to announce the “Úlpio Nascimento Award” for the 2022-2023 biennium. This award, established by the SPG with the aim of distinguishing the articles with the greatest technical and scientific interest published in the *Geotecnia*, seeks to promote the publication of original and high-quality articles in Portuguese and Spanish. In this edition, the Prize was unanimously awarded to the article “The flow liquefaction phenomenon. Theoretical and practical approach.”, by Javier Moreno Robles (*Geotecnia* nº 156 – November 2022 – pp. 03-32; https://doi.org/10.14195/2184-8394_156_1). An Honorable Mention was also awarded to the article “Vibrations induced by pile driving: numerical modelling and experimental validation.” by Aires Colaço, Pedro Alves Costa, Cristiana Ferreira, Cecília Parente, and António Silva Cardoso (*Geotecnia* nº 156 – November 2022 – pp. 33-54; https://doi.org/10.14195/2184-8394_156_2).

Prof. E. Fortunato

EDITOR

Prefácio / Prefacio / Foreword

Nuno Cristelo

João Marcelino

Cristiana Ferreira

Luís Sousa

Tiago Miranda

Editores Convidados/Editores convidados/Guest editors

O presente número especial da revista *Geotecnia* reúne um conjunto de trabalhos associados ao 19.º Congresso Nacional de Geotecnia (19CNG), realizado em Vila Real, no Campus da Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, entre 11 e 14 de maio de 2026. Enquanto principal encontro nacional da comunidade geotécnica, o Congresso constituiu um espaço privilegiado para a divulgação e discussão de avanços científicos e tecnológicos, experiências de projeto e construção, metodologias de análise e novos desafios colocados à Engenharia Geotécnica. A diversidade das contribuições apresentadas refletiu a crescente abrangência da disciplina e a sua capacidade de responder a problemas cada vez mais complexos, num contexto marcado pela transformação digital, pela exigência de maior sustentabilidade, pela adaptação das infraestruturas e cidades e pela necessidade de uma gestão mais eficiente do risco e dos recursos.

Este número reúne oito artigos, incluindo três contribuições correspondentes às conferências convidadas do 19CNG e trabalhos desenvolvidos a partir de comunicações selecionadas entre as apresentadas ao Congresso. Os temas abrangem a análise e modelação do comportamento de estruturas e sistemas geotécnicos, a utilização de ferramentas computacionais avançadas, a resposta sísmica local, a monitorização de infraestruturas, a valorização de materiais secundários, a aplicação de geossintéticos e a conceção de soluções de escavação e contenção em meio urbano. No seu conjunto, os trabalhos ilustram a complementaridade entre investigação fundamental e aplicada, modelação numérica, experimentação laboratorial, monitorização e experiência de projeto e obra, evidenciando a vitalidade e a diversidade da *Geotecnia* contemporânea.

Os três primeiros textos resultam dessas conferências convidadas, proferidas por **Machado do Vale**, **Alexandre Pinto** e **David Taborda**, tendo sido posteriormente desenvolvidos em versão escrita para este número especial.

No artigo de **Machado do Vale** (Machado do Vale, 2026) é abordada a utilização de coberturas flutuantes com geomembranas em reservatórios destinados ao armazenamento de água potável, água para irrigação, águas residuais e fluidos associados a aplicações industriais. O trabalho enquadra estas soluções perante desafios como as perdas por evaporação, a contaminação, a formação de algas, a disseminação de gases e odores e a diluição por águas pluviais. São discutidos os principais tipos de coberturas flutuantes, estáticas e dinâmicas, as funções que desempenham, os critérios de seleção das geomembranas e os aspetos relevantes de projeto, instalação, drenagem superficial, ação do vento, operação e manutenção. É salientada a importância da durabilidade e do desempenho a longo prazo dos materiais, cujas vidas úteis podem diferir significativamente, bem como da consideração das condições geotécnicas e hidrogeológicas locais. O artigo evidencia o potencial destas soluções como alternativa duradoura para a preservação da quantidade e qualidade da água e para a proteção ambiental.

Alexandre Pinto (Pinto, 2026) analisa a importância das soluções de travamento no comportamento das paredes de contenção periférica, em particular no contexto de escavações profundas em meio urbano. São discutidas soluções correntes e emergentes, incluindo escoramentos, ancoragens, bandas de laje e contrafortes, recorrendo a exemplos de obras que ilustram a evolução destas tecnologias e os respetivos domínios de aplicação. O artigo sublinha que o comportamento da parede e o dos seus travamentos não podem ser analisados de forma dissociada, constituindo ambos um único sistema estrutural e geotécnico. É destacada a tendência crescente para o uso de bandas de laje, associada à intensificação da ocupação do subsolo e às limitações colocadas à execução de ancoragens em áreas urbanas. São também discutidas situações de desempenho insatisfatório de ancoragens relacionadas com procedimentos de reinjeção, reforçando-se a relevância do controlo de execução, da instrumentação e da articulação precoce entre o processo construtivo e as diferentes especialidades de projeto.

No trabalho de **Taborda, Pedro, Matos Fernandes e Almeida e Sousa** (Taborda et al., 2026) é apresentada uma metodologia para a retroanálise de estruturas geotécnicas complexas baseada em metamodelos, ilustrada através da escavação profunda multi-escorada da estação de Tottenham Court Road, em Londres. Foi gerada uma base de dados de 1943 análises por elementos finitos, variando 18 parâmetros associados, entre outros aspetos, ao estado de tensão inicial e à rigidez dos solos e das escoras. A partir destes resultados foram treinados seis metamodelos, correspondentes a diferentes fases de escavação, obtendo-se coeficientes de determinação superiores a 0,977. Um estudo de sensibilidade global baseado em índices de Sobol permitiu identificar os parâmetros com maior influência nos deslocamentos da parede, sendo posteriormente realizada a retroanálise através do acoplamento dos metamodelos a um algoritmo genético. A verificação dos parâmetros calibrados com um modelo independente confirmou a fiabilidade da metodologia e o seu potencial para uma implementação mais sistemática e computacionalmente eficiente do método observacional.

Oliveira, Carrilho Gomes e Teves-Costa (Oliveira et al., 2026) estudam os efeitos de sítio sísmicos em Lisboa, atendendo à complexidade litostratigráfica da cidade, à variabilidade topográfica e à presença de vales, colinas, camadas inclinadas e contrastes relevantes nas propriedades geotécnicas e geofísicas. A resposta sísmica local é analisada ao longo de dois perfis representativos das condições geomorfológicas da cidade, considerando os dois tipos de ação sísmica definidos no Anexo Nacional do Eurocódigo 8 e comparando análises unidimensionais e bidimensionais. Os resultados mostram que as variações geomorfológicas podem produzir efeitos significativamente distintos: no Vale de Alcântara, os efeitos de vale agravam o movimento do solo relativamente às previsões 1D, sobretudo nos curtos períodos, enquanto na Colina do Castelo predominam efeitos topográficos nos períodos intermédios a longos. Os fatores de amplificação topográfica obtidos atingem valores superiores aos indicados no Eurocódigo 8, evidenciando a relevância da consideração explícita da morfologia superficial e subterrânea na avaliação do risco sísmico urbano.

No artigo de **Guerra, Antão, Santana, Matos Fernandes e Vicente da Silva** (Guerra et al., 2026) é investigada a geometria dos mecanismos de rotura de fundações superficiais, tendo em vista a determinação de valores característicos das propriedades resistentes do terreno. O trabalho parte da relação entre a sensibilidade de um estado limite à variabilidade espacial das propriedades do solo e a dimensão do volume de terreno envolvido no respetivo mecanismo de rotura. Recorre-se ao programa mechpy e a métodos de Análise Limite por Elementos Finitos para obter numericamente mecanismos de colapso em fundações superficiais, considerando diferentes ângulos de resistência ao corte em condições drenadas e diferentes profundidades de fundação em condições drenadas e não drenadas. A metodologia é inicialmente validada por comparação com soluções teóricas conhecidas para capacidades resistentes e mecanismos de rotura. Os resultados permitem estimar a profundidade e a extensão lateral dos mecanismos, fornecendo informação relevante para a consideração da variabilidade espacial na determinação estatística de valores característicos das propriedades resistentes.

No estudo de **Briceño, Parente, Roshan, Azenha, Gomes Correia, Rocha, Martins, Chidassicua, Moldovan, Silva, Neves e Tutumluer** (Briceño et al., 2026) é desenvolvido um sistema para monitorização contínua da rigidez dinâmica das camadas granulares não ligadas de pavimentos através de bender elements. O trabalho combina modelação numérica e desenvolvimento experimental para responder a três desafios fundamentais: proteger os elementos piezoelétricos das elevadas solicitações associadas à compactação e ao tráfego, assegurar um acoplamento eficaz entre os sensores e o meio granular e transmitir energia suficiente para detetar ondas de corte a distâncias relevantes. Foram concebidas cápsulas metálicas de proteção, cuja geometria foi otimizada numericamente, e desenvolvidos sensores de maiores dimensões e sistemas específicos de amplificação e aquisição. A validação experimental permitiu detetar claramente a onda de corte para sensores afastados 76 cm, tendo o sistema de amplificação aumentado significativamente a capacidade de receção do sinal. Os resultados demonstraram robustez suficiente para a transferência da solução para um trecho experimental de campo, onde a monitorização contínua se encontra em curso.

Rios, Alves, Viana da Fonseca, Paixão, Fortunato e Varandas (Rios et al., 2026) avaliam misturas de escória de aciaria com borracha triturada proveniente de pneus em fim de vida para utilização em camadas não ligadas de apoio de infraestruturas de transporte. O programa experimental inclui ensaios triaxiais monotónicos e cíclicos destinados à caracterização da resistência ao corte e do comportamento resiliente, complementados por modelação numérica da resposta de uma estrutura ferroviária com uma camada de sub-balastro constituída por estas misturas. A incorporação de borracha conduz a uma redução progressiva da rigidez, mas os resultados indicam que teores inferiores a 5% em massa permitem manter níveis adequados de resistência e resposta resiliente, desde que a escória satisfaça a distribuição granulométrica especificada. A modelação sugere ainda uma redução das tensões deviatóricas e uma melhoria da dispersão das cargas em profundidade, com potencial para reduzir a degradação do balastro e a concentração de tensões no solo de fundação. O trabalho evidencia, assim, a possibilidade de conciliar desempenho mecânico, valorização de subprodutos e princípios de economia circular.

Por último, **Braz, Pinto, Freitas e Santos** (Braz et al. 2026) apresentam as soluções de escavação, contenção periférica e recalçamento de fachadas adotadas na reabilitação do Palácio do Lavra e do Palácio das Pedrosas, em Lisboa, um conjunto edificado com cerca de 260 anos. A construção de novos pisos enterrados sob as fundações existentes, num contexto urbano denso e com condições geológicas e geotécnicas complexas, exigiu a compatibilização entre a preservação patrimonial, o controlo de deformações e o faseamento construtivo. A contenção periférica foi realizada através de uma solução do tipo Berlim Definitivo, travada provisoriamente por ancoragens, tirantes e escoramentos metálicos, enquanto o recalçamento das fachadas recorreu a vigas de betão armado apoiadas em microestacas tubulares. O artigo descreve os modelos de cálculo, a instrumentação implementada e as adaptações introduzidas durante a construção em resposta às condições efetivamente encontradas e aos resultados da observação, ilustrando a importância da flexibilidade e do acompanhamento contínuo em intervenções geotécnicas sobre património edificado.

El presente número especial de la revista Geotecnia reúne un conjunto de trabajos asociados al 19.º Congreso Nacional de Geotecnia (19CNG), celebrado en Vila Real, en el campus de la Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, entre los días 11 y 14 de mayo de 2026. Como principal encuentro de la comunidad geotécnica portuguesa, el Congreso constituyó un espacio privilegiado para discutir avances científicos y tecnológicos, experiencias de proyecto y construcción y nuevos retos de la Ingeniería Geotécnica. La diversidad de las contribuciones reflejó la creciente amplitud de la disciplina y su capacidad para responder a problemas complejos, en un contexto marcado por la transformación digital, la sostenibilidad y la gestión eficiente del riesgo y de los recursos.

Este número reúne ocho artículos, incluyendo tres contribuciones derivadas de conferencias invitadas del 19CNG y trabajos seleccionados entre las comunicaciones presentadas al Congreso. Los temas abarcan la modelización geotécnica, las herramientas computacionales avanzadas, la respuesta sísmica local, la monitorización de infraestructuras, la valorización de materiales secundarios, los geosintéticos y las excavaciones urbanas. En conjunto, ilustran la complementariedad entre investigación, modelización numérica, experimentación, monitorización y experiencia de proyecto y obra.

Los tres primeros textos corresponden a esas conferencias invitadas, impartidas por **Machado do Vale**, **Alexandre Pinto** y **David Taborda**, y fueron posteriormente desarrollados en versión escrita para este número especial.

En el artículo de **Machado do Vale** (Machado do Vale, 2026) se aborda el uso de cubiertas flotantes con geomembranas en depósitos destinados al almacenamiento de agua potable, agua para riego, aguas residuales y fluidos industriales. El trabajo aborda problemas como la evaporación, la contaminación, la formación de algas, la emisión de gases y olores y la dilución por aguas pluviales. Se discuten cubiertas estáticas y dinámicas, criterios de selección de geomembranas y aspectos de proyecto, instalación, drenaje, acción del viento y mantenimiento. Se destaca la importancia de la durabilidad y del comportamiento a largo plazo de los materiales, así como de las condiciones geotécnicas e hidrogeológicas locales, evidenciándose el potencial de estas soluciones para preservar la cantidad y calidad del agua y reforzar la protección ambiental.

Alexandre Pinto (Pinto, 2026) analiza la importancia de los sistemas de arriostramiento en el comportamiento de las paredes de contención periférica, especialmente en excavaciones profundas urbanas. Se examinan apuntalamientos, anclajes, bandas de forjado y contrafuertes mediante ejemplos de obras. El artículo subraya que la pared y sus arriostramientos deben considerarse como un único sistema estructural y geotécnico. Se destaca la tendencia creciente al uso de bandas de forjado, asociada a la intensificación de la ocupación del subsuelo y a las limitaciones impuestas a los anclajes en áreas urbanas. También se discuten situaciones de comportamiento insatisfactorio vinculadas a determinados procedimientos de reinyección, reforzándose la relevancia del control de ejecución, de la instrumentación y de la articulación temprana entre el proceso constructivo y las distintas especialidades de proyecto.

Taborda, Pedro, Matos Fernandes y Almeida e Sousa (Taborda et al., 2026) presentan una metodología para el retroanálisis de estructuras geotécnicas complejas basada en metamodelos, ilustrada mediante la excavación profunda multiarriada de la estación de Tottenham Court Road, en Londres. Se generó una base de 1943 análisis por elementos finitos, variando 18 parámetros, y se entrenaron seis metamodelos, con coeficientes de determinación superiores a 0,977. Un análisis de sensibilidad basado en índices de Sobol identificó los parámetros con mayor influencia en los desplazamientos de la pared. Posteriormente, los metamodelos se acoplaron a un algoritmo genético para realizar el retroanálisis, verificándose los parámetros calibrados con un modelo independiente. Los resultados confirmaron la fiabilidad de la metodología y su potencial para una aplicación más sistemática y computacionalmente eficiente del método observacional.

Oliveira, Carrilho Gomes y Teves-Costa (Oliveira et al., 2026) estudian los efectos sísmicos de sitio en Lisboa, considerando la complejidad litoestratigráfica, la variabilidad topográfica y la presencia de valles, colinas, capas inclinadas y contrastes geotécnicos y geofísicos. La respuesta sísmica local se analiza en dos perfiles representativos, considerando las dos acciones sísmicas del Anexo Nacional del Eurocódigo 8 y comparando análisis 1D y 2D. Los resultados muestran efectos diferenciados: en el valle de Alcântara, los efectos de valle agravan el movimiento del terreno respecto a las previsiones 1D, sobre todo en periodos cortos, mientras que en la colina del Castelo predominan efectos topográficos en periodos intermedios y largos. Los factores obtenidos evidencian la importancia de considerar explícitamente la morfología superficial y subterránea en la evaluación del riesgo sísmico urbano.

Guerra, Antão, Santana, Matos Fernandes y Vicente da Silva (Guerra et al., 2026) investigan la geometría de los mecanismos de rotura de cimentaciones superficiales con vistas a determinar valores característicos de las propiedades resistentes del terreno. El trabajo relaciona la sensibilidad de un estado límite a la variabilidad espacial con la dimensión del volumen de suelo implicado en la rotura. Mediante el programa mechpy y métodos de Análisis Límite por Elementos Finitos se obtienen numéricamente mecanismos de colapso para distintos ángulos de resistencia al corte y profundidades de cimentación, en condiciones drenadas y no drenadas. La metodología se valida por comparación con soluciones teóricas conocidas. Los resultados permiten estimar la profundidad y extensión lateral de los mecanismos, aportando información relevante para considerar la variabilidad espacial en la determinación estadística de valores característicos de las propiedades resistentes.

Briceño, Parente, Roshan, Azenhas, Gomes Correia, Rocha, Martins, Chidassicua, Moldovan, Silva, Neves y Tutumluer (Briceño et al., 2026) desarrollan un sistema para la monitorización continua de la rigidez dinámica de capas granulares no ligadas de pavimentos mediante bender elements. El trabajo combina modelización numérica y desarrollo experimental para proteger los elementos piezoeléctricos, asegurar su acoplamiento con el medio granular y transmitir energía suficiente para detectar ondas de corte a distancias relevantes. Se diseñaron cápsulas metálicas de protección, optimizadas numéricamente, y se desarrollaron sensores de mayores dimensiones y sistemas específicos de amplificación y adquisición. La validación experimental permitió detectar claramente la onda de corte para sensores separados 76 cm y demostró el beneficio del sistema de amplificación. La solución mostró robustez suficiente para su transferencia a un tramo experimental de campo, donde la monitorización continua se encuentra en curso.

Rios, Alves, Viana da Fonseca, Paixão, Fortunato y Varandas (Rios et al., 2026) evalúan mezclas de escoria de acería con caucho triturado de neumáticos fuera de uso para capas no ligadas de apoyo de infraestructuras de transporte. El programa incluye ensayos triaxiales monotónicos y cíclicos, complementados con modelización numérica de una estructura ferroviaria con subbalasto constituido por estas mezclas. La incorporación de caucho reduce progresivamente la rigidez, pero contenidos inferiores al 5 % en masa permiten mantener niveles adecuados de resistencia y respuesta resiliente, siempre que la escoria cumpla la distribución granulométrica especificada. La modelización sugiere además una reducción de las tensiones desviadoras y una mejor dispersión de cargas en profundidad, con potencial para mitigar la degradación del balasto y la concentración de tensiones en el terreno de cimentación. El trabajo evidencia la posibilidad de compatibilizar comportamiento mecánico, valorización de subproductos y economía circular.

Por último, **Braz, Pinto, Freitas y Santos** (Braz et al. 2026) presentan las soluciones de excavación, contención periférica y recalce de fachadas adoptadas en la rehabilitación del Palácio do Lavra y del Palácio das Pedras, en Lisboa, un conjunto edificado con aproximadamente 260 años. La construcción de nuevos niveles subterráneos bajo las cimentaciones existentes exigió compatibilizar preservación patrimonial, control de deformaciones y secuencia constructiva. La contención periférica se ejecutó mediante una solución tipo Berlín Definitivo, arriostrada provisionalmente con anclajes, tirantes y elementos metálicos, mientras que el recalce de las fachadas recurrió a vigas de hormigón armado apoyadas sobre micropilotes tubulares. El artículo describe los modelos de cálculo, la instrumentación implementada y las adaptaciones introducidas durante la construcción, ilustrando la importancia de la flexibilidad y del seguimiento continuo en intervenciones geotécnicas sobre patrimonio construido.

La diversidad de enfoques reunidos refleja la amplitud de la Ingeniería Geotécnica y la estrecha relación entre desarrollo científico, innovación tecnológica y práctica profesional. Se espera que esta selección contribuya a difundir el conocimiento presentado y debatido en el 19CNG, estimule nuevas colaboraciones y constituya una referencia útil para investigadores, proyectistas y demás profesionales de la comunidad geo-

técnica. Se expresa, finalmente, un especial agradecimiento a los autores por la preparación de las versiones destinadas a la revista, a los revisores por su contribución rigurosa y generosa y a la Dirección y al equipo editorial de Geotecnia por el apoyo prestado en la preparación de este número especial.

This Special Issue of Geotecnia brings together a set of contributions associated with the 19th Portuguese National Conference on Geotechnics (19CNG), held in Vila Real, on the campus of the University of Trás-os-Montes and Alto Douro, from 11 to 14 May 2026. As a major meeting point for the Portuguese geotechnical community, the Conference provided a forum for discussing scientific and technological advances, design and construction experience, and emerging challenges in Geotechnical Engineering. The diversity of the contributions reflected the widening scope of the discipline and its ability to respond to complex problems shaped by digital transformation, sustainability, infrastructure adaptation, and more efficient management of risk and resources.

This issue comprises eight papers, including three contributions derived from the invited lectures of the 19CNG and works selected among the Conference papers. The topics cover geotechnical analysis and modelling, advanced computational tools, local seismic response, infrastructure monitoring, the valorisation of secondary materials, geosynthetics, and excavation and retaining solutions in urban environments. Together, the papers illustrate the complementarity between research, numerical modelling, laboratory testing, monitoring, and practical experience, highlighting the breadth of contemporary Geotechnical Engineering.

The first three papers correspond to those invited lectures, delivered by **Machado do Vale, Alexandre Pinto** and **David Taborda**, and were subsequently developed into written versions for this Special Issue.

Machado do Vale (Machado do Vale, 2026) addresses the use of floating geomembrane covers in reservoirs for potable water, irrigation water, wastewater, and industrial fluids. The paper discusses challenges including evaporation losses, contamination, algal growth, gas and odour emissions, and dilution by rainfall. Static and dynamic floating covers are examined, together with geomembrane selection criteria and key aspects of design, installation, surface drainage, wind action, operation, and maintenance. Particular emphasis is placed on durability, long-term material performance, and the relevance of local geotechnical and hydrogeological conditions. The paper demonstrates their potential for preserving water quantity and quality while improving environmental protection.

Alexandre Pinto (Pinto, 2026) examines the importance of bracing systems in the behaviour of peripheral retaining walls, particularly for deep excavations in urban areas. Common and emerging solutions are discussed, including struts, ground anchors, slab bands, and buttresses, supported by examples from engineering practice. The paper stresses that the wall and its bracing must be understood as a single structural and geotechnical system. Attention is drawn to the increasing use of slab-band solutions, associated with the growing occupation of underground space and constraints on the installation of anchors in urban environments. Cases of unsatisfactory anchor performance linked to reinjection procedures are also discussed, reinforcing the importance of construction control, monitoring, and early coordination between the construction process and the different design disciplines.

Taborda, Pedro, Matos Fernandes, and Almeida e Sousa (Taborda et al., 2026) present a methodology for the back-analysis of complex geotechnical structures using metamodels, illustrated through the multi-propped deep excavation at Tottenham Court Road station in London. A database of 1,943 finite-element analyses was generated by varying 18 model parameters, including the at-rest earth pressure coefficient

and stiffness parameters for soils and struts. Six metamodels were trained, one for each excavation stage, all achieving coefficients of determination above 0.977. A global sensitivity analysis based on Sobol indices identified the parameters with the greatest influence on wall movements. The metamodels were then coupled with a genetic algorithm to perform the back-analysis, and the calibrated parameters were checked against an independent numerical model. The results confirm the reliability of the workflow and its potential for computationally efficient implementation of the observational method.

Oliveira, Carrilho Gomes, and Teves-Costa (Oliveira et al., 2026) investigate seismic site effects in Lisbon, taking into account the city's complex lithostratigraphy, marked topographic variability, and the presence of valleys, hills, inclined layers, and strong contrasts in geotechnical and geophysical properties. Local seismic response is analysed along two representative profiles, considering the two seismic actions defined in the Portuguese National Annex to Eurocode 8 and comparing one-dimensional and two-dimensional analyses. The results show that geomorphological variability may lead to markedly different effects: in the Alcântara Valley, basin effects amplify ground motion relative to 1D predictions, particularly at short periods, whereas on Castelo Hill topographic effects become important over intermediate to longer periods. The study highlights the need to account explicitly for both surface and buried morphology when assessing urban seismic risk.

Guerra, Antão, Santana, Matos Fernandes, and Vicente da Silva (Guerra et al., 2026) investigate the geometry of failure mechanisms beneath shallow foundations with a view to determining characteristic values of soil strength properties. The study relates the sensitivity of a limit state to spatial variability to the size of the soil volume involved in the failure mechanism. Using the mechpy code and Finite Element Limit Analysis, collapse mechanisms are obtained numerically for different shear-strength angles under drained conditions and for different foundation depths under both drained and undrained conditions. The methodology is first validated against known theoretical solutions for bearing capacity and failure mechanisms. The results provide estimates of the depth and lateral extent of the mechanisms, offering information of direct relevance to the consideration of spatial variability in the statistical determination of characteristic strength values.

Briceño, Parente, Roshan, Azenha, Gomes Correia, Rocha, Martins, Chidassicua, Moldovan, Silva, Neves, and Tutumluer (Briceño et al., 2026) develop a system for continuous monitoring of the dynamic stiffness of unbound granular pavement layers using bender elements. Numerical modelling and experimental development are combined to address three key challenges: protecting the piezoelectric elements from high stresses, ensuring effective coupling between the sensors and the granular medium, and transmitting sufficient energy for shear waves to be detected over relevant distances. Metallic protective capsules were designed and numerically optimised, while larger bender elements and dedicated amplification and acquisition systems were developed. Experimental validation enabled clear detection of the shear wave between sensors spaced 76 cm apart and demonstrated the benefit of signal amplification. The system showed sufficient robustness for transfer to a full-scale field test section, where continuous monitoring is under way.

Rios, Alves, Viana da Fonseca, Paixão, Fortunato, and Varandas (Rios et al., 2026) assess mixtures of steel slag and shredded end-of-life tyre rubber for use in unbound support layers of transport infrastructure. The experimental programme includes monotonic and cyclic triaxial tests to characterise shear strength and resilient response, complemented by numerical modelling of a railway structure with a sub-ballast layer made from these mixtures. Rubber addition progressively reduces stiffness, but the results indicate that contents below 5% by mass can preserve suitable levels of strength and resilient performance provided that the slag complies with the specified particle-size distribution. Numerical modelling also suggests lower deviatoric stresses and improved load dispersion at depth, with potential to mitigate ballast degradation and stress con-

centration in the foundation soil. The study demonstrates the possibility of combining mechanical performance, by-product valorisation, and circular-economy principles.

Finally, **Braz, Pinto, Freitas, and Santos** (Braz et al. 2026) present the excavation, peripheral retaining, and façade-underpinning solutions adopted in the refurbishment of Palácio do Lavra and Palácio das Pedrossas in Lisbon, a historic building complex approximately 260 years old. The construction of new basement levels beneath existing foundations, in a dense urban setting and under complex geological and geotechnical conditions, required careful coordination between heritage preservation, deformation control, and construction sequencing. The retaining system used a permanent Berlin-type wall supported temporarily by ground anchors, tie rods, and steel struts, while façade underpinning relied on reinforced-concrete beams supported by tubular micropiles. The paper describes the design models, the monitoring system, and the adaptations introduced during construction in response to actual ground conditions and observed behaviour, illustrating the importance of flexibility and continuous observation in geotechnical interventions on historic structures.

The diversity of approaches reflects the breadth of Geotechnical Engineering and the close relationship between scientific development, technological innovation, and professional practice. It is hoped that this selection will help disseminate the knowledge presented and debated at the 19CNG, stimulate new collaborations, and provide a useful reference for researchers, designers, contractors, and other members of the geotechnical community. Finally, special thanks are due to the authors for preparing the versions submitted to the journal, to the reviewers for their rigorous and generous contribution, and to the Editorial Board and editorial team of Geotecnia for their support in preparing this Special Issue.

Nuno Cristelo, Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Portugal
João Marcelino, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal
Cristiana Ferreira, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal
Luís Sousa, Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Portugal
Tiago Miranda, Universidade do Minho, Portugal

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

REFERENCES

- Machado do Vale, J.L. (2026). Coberturas flutuantes com geomembranas para reservatórios. *Geotecnia* 167, págs. 17-33
- Pinto, A. (2026). A importância das soluções de travamento no comportamento das paredes de contenção periférica. *Geotecnia* 167, págs. 35-51
- Taborda, D.; Pedro, A.; Matos Fernandes, M.; Almeida e Sousa, J. (2026). Metamodelos em engenharia geotécnica: aplicação à retroanálise de estruturas geotécnicas. *Geotecnia* 167, págs. 53-82
- Oliveira, L.; Carrilho Gomes, R.; Teves-Costa, P. (2026). Modelação numérica dos efeitos de sítio sísmicos em Lisboa: Topografia e morfologia do subsolo. *Geotecnia* 167, págs. 83-109
- Guerra, N.; Antão, A.; Santana, T.; Matos Fernandes, M.; Vicente da Silva, M. (2026). Mecanismos de rotura de fundações superficiais para o cálculo de valores característicos dos parâmetros resistentes do solo. *Geotecnia* 167, págs. 111-125
- Briceño, C.; Parente, M.; Roshan, M.; Azenha, M.; Gomes Correia, A.; Rocha, J.; Martins, M.; Chidassica, J.; Moldovan, I.; Silva, H.; Neves, J.; Tutumluer, E. (2026). Monitorização contínua da rigidez das camadas granulares por meio de bender elements. *Geotecnia* 167, págs. 127-144
- Rios, S.; Alves, R.; Viana da Fonseca, A.; Paixão, A.; Fortunato, E.; Varandas, J. N. (2026). Misturas de escórias de aciaria com borracha para a camada de sub-balastro ferroviário. *Geotecnia* 167, págs. 145-158
- Braz, I.; Pinto, A.; Freitas, E.; Santos, R. (2026). Soluções de escavação e contenção periférica com recalçamento de fachada de um edifício histórico em Lisboa. *Geotecnia* 167, págs. 159-170

COBERTURAS FLUTUANTES COM GEOMEMBRANAS PARA RESERVATÓRIOS

Floating covers with geomembranes for reservoirs

José Luís Machado do Vale ^a

^a MVC, Portugal

RESUMO – Os reservatórios desempenham um papel crucial na gestão da água, no armazenamento para irrigação e/ou para água potável. No entanto, frequentemente, enfrentam desafios como a evaporação, a contaminação, o assoreamento e a formação de algas. Os reservatórios também são utilizados para tratamento de águas residuais e em aplicações industriais. Estes reservatórios devem ser cobertos para proteção ambiental, prevenindo a disseminação de gases e odores e a diluição pelas águas de chuva. As coberturas flutuantes com geomembranas representam uma solução inovadora e eficaz para enfrentar estes desafios, oferecendo simultaneamente uma alternativa sustentável e duradoura.

ABSTRACT – Reservoirs play a crucial role in water management, in storage for irrigation and/or for drinking water. However, they often face challenges such as evaporation, contamination, silting, and algae formation. Reservoirs are also used for wastewater treatment and in industrial applications. These reservoirs must be covered for environmental protection, preventing the spread of gases and odors and dilution by rainwater. Floating covers with geomembranes represent an innovative and effective solution to face these challenges, simultaneously offering a sustainable and long-lasting alternative.

Palavras Chave – reservatórios, coberturas flutuantes, geomembranas.

Keywords – reservoirs, floating covers, geomembranes.

1 – INTRODUÇÃO

O crescimento populacional, o desenvolvimento industrial, a poluição e a expansão da agricultura irrigada, aumentaram enormemente a procura de água no passado recente, e espera-se que essa procura aumente ainda mais nas próximas décadas.

As alterações climáticas, com redução da precipitação e estiagens mais prolongadas, têm aumentado a pressão sobre os recursos hídricos para consumo público, para a agricultura e para o turismo. Consequentemente, há maior necessidade de armazenamento de água e a sua preservação com qualidade.

A crescente procura de água, que é um recurso finito, cria a necessidade de ampliar a utilização dos recursos hídricos, conservando a água e melhorando a eficiência da gestão da água. Uma gestão eficiente exige que a quantidade e a qualidade da água dos reservatórios sejam protegidas de possíveis contaminações pelo meio ambiente. Por sua vez, os reservatórios devem ser impermeáveis, para se evitar perdas por infiltração e suas consequências no equilíbrio geotécnico e hidrogeológico

E-mails: jlmv09@icloud.com (J.L. Machado do Vale)

afetado por fugas excessivas, podendo ser perigosas no caso de reservatórios que armazenam águas poluídas ou residuais.

Temos vindo a assistir, sobretudo na agricultura, a construção de reservatórios para armazenamento de água para utilização sazonal. Nestes reservatórios, construídos com perfis mistos de escavação e de aterro, tem sido utilizado, com sucesso, geomembranas para impermeabilização das superfícies internas, no fundo e nos taludes. No entanto, em Portugal, as regiões mais carenciadas são as que tem períodos de estiagem mais longos e com temperaturas mais elevadas, que, associadas aos ventos, provocam perdas por evaporação significativa, por vezes, superior a 1,5 m por m² de superfície exposta, por ano. Para além da perda de água, a sua qualidade também é afetada por contaminação química e orgânica transportada pelo ar e por formação de algas. Por estes motivos, há necessidade de se cobrirem estes reservatórios. No entanto, o custo das coberturas tradicionais em betão armado ou com estrutura metálica, é muito elevado, sobretudo para grandes áreas.

Já há cerca de cinco décadas que se utilizam coberturas flutuantes com geomembranas flexíveis em vários setores de atividade para controlo da evaporação, controlo de odores, prevenção da diluição de fluidos, controlo de algas, contenção de biogás e segurança hídrica.

Os Estados Unidos da América foram pioneiros na utilização de coberturas flutuantes com geomembranas, nos reservatórios para abastecimento de água no estado da Califórnia, com áreas de 100000 m² ou mais (Machado do Vale e Scuero, 1994). A partir da década de 70 do século passado, até aos dias de hoje a autoridade do Distrito Metropolitano de Água do Sul da Califórnia (MWDSC) tem utilizado com sucesso esta solução para preservação da quantidade e qualidade da água. Na Figura 1 podemos ver uma cobertura flutuante de um reservatório de água potável de Monterey Park com cerca de 175000 m².



Fig. 1 – Reservatório de Monterey Park, 1998.

O mercado de coberturas flutuantes opera na interseção da gestão ambiental, da eficiência operacional e da resiliência das infraestruturas, impulsionado pela necessidade urgente de conservar água, limitar emissões e reduzir a contaminação biológica. À medida que as organizações enfrentam expectativas regulatórias crescentes e uma maior fiscalização por parte das partes interessadas, as coberturas flutuantes surgem como intervenções práticas que tratam, simultaneamente, a perda por evaporação, a proliferação de algas, a penetração da luz e o controlo de patogénese. Estas soluções atraem um conjunto diversificado de utilizadores finais, desde gestores de água para abastecimento e para irrigação agrícola a operadores de ativos industriais e de mineração, que, cada vez, mais devem ter em conta estratégias mais amplas de gestão dos recursos hídricos face à sua crescente escassez devido às alterações climáticas.

2 – APLICAÇÕES

A utilização de coberturas com geomembranas flutuantes e aderentes à superfície líquida é uma das soluções mais eficientes e económicas para a preservação da quantidade e da qualidade da água armazenada e para proteção ambiental.

Também têm sido utilizadas soluções de cobertura flexível em reservatórios destinados ao armazenamento de águas residuais, tanto urbanas como industriais, lixiviados de aterros sanitários, chorume da produção animal, etc. Estes reservatórios devem ser cobertos para proteção ambiental, prevenindo a disseminação de gases e odores e a diluição pelas águas de chuva. A cobertura flutuante permite também a biodigestão e o aproveitamento de biogás e de biofertilizantes, contribuindo assim para a economia circular e uma maior eficiência hídrica. No Quadro 1 apresentam-se as principais funções e vantagens das coberturas flutuantes por tipo de utilização.

Quadro 1 – Lista as aplicações comuns de coberturas flutuantes por tipo de água
(adaptado de Gersh, 2019).

Tipo de utilização	Função e vantagens
Água potável	– Eliminar a evaporação – Eliminar o desenvolvimento de algas – Proteger de contaminantes transportados pelo ar – Proteger contra a contaminação por aves e animais selvagens – Reduzir desinfetantes e custos – Assegurar a qualidade da água – Reduzir as operações de limpeza
Água bruta	– Eliminar a evaporação (aumenta a salinidade) – Eliminar o desenvolvimento de algas – Proteger contra contaminantes e poeiras presentes no ar – Proteger contra a contaminação por aves e animais selvagens – Reduzir as operações de limpeza
Água reutilizada	– Eliminar a evaporação – Eliminar o crescimento de algas – Reduzir a dosagem de produtos químicos – Capturar odores
Água residual	– Eliminar a evaporação – Impedir a diluição pelas chuvas – Eliminar o crescimento de algas – Reduzir a dosagem de produtos químicos – Capturar odores e poluição do ar – Capturar biogás
Mineração e lixiviados	– Eliminar a evaporação – Capturar odores e poluição do ar – Eliminar o aumento do volume de água de processo e evitar descargas de tempestade, devido à chuva no reservatório – Proteger as aves e os animais selvagens

3 – TIPOS DE COBERTURA FLUTUANTE

As coberturas flutuantes com geomembrana flexível podem ser de dois tipos, estáticas (quando o nível é praticamente constante) e dinâmicas (quando são concebidas para grandes variações de nível).

As coberturas dinâmicas são utilizadas no armazenamento de água potável e/ou de água bruta para prevenir flutuações de nível diárias e sazonais. Estas coberturas devem ser construídas com reservatório vazio e depois colocadas em flutuação à medida que o reservatório enche. Isso significa que uma quantidade considerável de material da cobertura deve ser absorvida por dobras em caleiras de lastro. Isso torna-se complexo nas áreas onde três linhas de lastro se encontram, o que obriga a elaboração de um rigoroso plano de instalação do balastro. Devido à necessidade de os materiais de cobertura flutuante se moverem com as alterações dos níveis de água, os materiais utilizados para estas coberturas requerem uma grande flexibilidade e a capacidade de serem pré-fabricados em painéis de tamanho adequado às dimensões da cobertura para se minimizarem as uniões em obra.

As coberturas estáticas são mais utilizadas na cobertura de águas residuais urbanas e industriais quando a flutuação de nível é pequena e não se prevê a necessidade de esvaziamento do reservatório.



Fig. 2 – Instalação de uma cobertura flutuante sobre um reservatório de água residual.

Mesmo sendo pequena a variação de nível, é recomendado instalar uma tensão na cobertura para a absorção da folga e a manutenção da geomembrana o mais aderente possível à água da superfície. Esta tensão é aplicada pelas linhas de lastro a instalar. Estas linhas de lastro permitem também criar as caleiras para drenagem das águas pluviais. As coberturas também devem ter sistemas de extração de gases.

4 – SELEÇÃO DA GEOMEMBRANA

Geomembranas são barreiras geossintéticas poliméricas, projetadas para serem impermeáveis à água e ao gás. São produzidas com diferentes polímeros e processos, incluindo reforçadas e não reforçadas.

A geomembrana deve ser resistente aos raios UV, ao ozono, à temperatura, aos efeitos da exposição contínua às intempéries e ao contacto com todos os produtos químicos comuns utilizados para manter a qualidade da água. Em reservatórios de águas residuais, industriais e lixiviados, a

geomembrana tem de ser compatível com a composição química dos líquidos contidos. A geomembrana deve manter a sua flexibilidade em toda a gama de temperaturas ambiente no local de instalação.

As propriedades físicas da geomembrana para uma cobertura flutuante devem incluir a melhor combinação possível de resistência à tração, alongamento elástico, resistência ao rasgamento, resistência ao punçoamento e resistência à fissuração por tensão. Tem também de ser resistente à fadiga por flexão contínua e aos efeitos do vento, perfuração, detritos e outras tensões que possam ser encontradas durante a vida útil da cobertura flutuante.

A geomembrana deve permitir uma união, por soldadura térmica, fácil e fiável no terreno, tanto durante a instalação como para reparações posteriores ao longo da vida útil garantida.

A avaliação das geomembranas deve considerar o seu desempenho em serviço ao longo do tempo em aplicações semelhantes e deve ser adotada uma estimativa conservadora de vida útil. As garantias do fabricante e do instalador, caso existam, devem ser analisadas e consideradas para se chegar a uma vida útil prevista. Uma geomembrana utilizada numa cobertura flutuante pode atingir uma vida útil de 30 anos ou mais, quando:

- o material é fabricado adequadamente;
- é elaborado um projeto adequado;
- a cobertura flutuante é instalada corretamente;
- um plano de operação e manutenção adequado é desenvolvido e implementado.

A lista abaixo mostra as geomembranas mais comuns utilizadas atualmente para a contenção de água e outros líquidos, por ordem alfabética:

- CSPE-R – Polietileno Clorossulfonado Reforçado. É uma borracha sintética (elastómero) que cura (*cross-linking*) naturalmente com a exposição ao ambiente, tornando-se mais estável ao longo do tempo (GRI-GM 28, 2025).
- F-RPP – Polipropileno Reforçado Flexível.
- HDPE (PEAD) – Polietileno de Alta Densidade.
- LLDPE-R (PEBDL-R) – Polietileno Linear de Baixa Densidade Reforçado.
- PVC-R – Cloreto de Polivinilo Reforçado.
- PVC/EIA-R – Liga Interpolímera de PVC e Etileno reforçado, É uma liga termoplástica, composta por PVC de alta qualidade aliado ao polímero Elvaloy®. O Elvaloy atua como um plastificante sólido que não migra nem evapora, mantendo a flexibilidade da membrana permanentemente (GRI GM 34, 2023).

O processo de seleção de materiais, juntamente com um projeto e uma instalação adequados da cobertura flutuante, são fatores essenciais para garantir o desempenho necessário ao longo da vida útil prevista. Este processo deve assegurar que o material escolhido possui um histórico bem estabelecido de desempenho comprovado na aplicação requerida, sendo suportado por uma garantia aceitável a longo prazo contra a deterioração, fornecida pelo fabricante da geomembrana, além de um histórico comprovado de desempenho do material.

Tem ocorrido problemas de desempenho com determinados materiais, principalmente em aplicações de água potável e esgotos municipais. Isso ocorreu principalmente com o F-RPP, que nos últimos 25 anos apresentou um desempenho inconsistente, incluindo fissuras prematuras por tensão e degradação por UV (Gersch, 2019). Por esse motivo, é importante que os responsáveis pelo projeto e os donos de obra, selecionem cuidadosamente a geomembrana mais adequada para o fim em vista, com critérios técnicos, mas também em função da vida útil esperada.

Embora o PEAD tenha uma resistência química e aos raios UV muito boa em geral, apresenta um alongamento à cedência e uma flexibilidade elástica limitadas. Por este motivo, o PEAD não é um material adequado para aplicações de cobertura flutuante dinâmica quando se pretende uma vida útil superior a 15/20 anos.

Nos reservatórios para água potável, a avaliação do local e a análise da água é uma parte importante do processo de seleção de materiais. Isto inclui a determinação dos níveis de pH, tipo e quantidade de desinfetante, outros produtos químicos envolvidos e temperaturas da água. Os produtos químicos utilizados como desinfetantes no tratamento de águas municipais incluem o cloro e as cloraminas e podem funcionar como aceleradores na degradação ou lixiviação dos antioxidantes protetores de certas geomembranas, resultando em fissuras por tensão ambiental e falha prematura do material (Mills, 2011). Outras condições relacionadas incluem regiões de elevada radiação UV, temperaturas ambiente mais quentes, temperaturas frias e dobras e vincos do material. Sabe-se que estas condições aceleram ainda mais a degradação de certos materiais de geomembrana, bem como impactam o desempenho da cobertura flutuante.

Para além da flexibilidade, outras propriedades mecânicas importantes do material devem incluir a resistência à tração, ao alongamento, a resistência ao rasgamento, à perfuração, aos raios UV e à fissuração por tensão. É importante que os materiais da cobertura flutuante tenham a capacidade de reter as propriedades mecânicas essenciais, incluindo a resistência à tração, durante a vida útil prevista da cobertura flutuante.

Complementarmente, nas aplicações de água potável, os materiais devem ter certificação para água potável e cumprir outros requisitos regulamentares nacionais.

Em coberturas dinâmicas, em que há necessidade de os materiais de cobertura flutuante se moverem e dobrarem com as alterações dos níveis de água, os materiais utilizados para estas coberturas requerem uma grande flexibilidade e a sua conservação durante a requerida vida útil, sujeita a todas as solicitações físicas, químicas e ambientais.

Em coberturas estáticas ou com pequena variação de nível, têm sido utilizados materiais com uma densidade inferior à da água, de forma que flutuem sem necessidade de assistência. No entanto, tem havido alguma variabilidade no desempenho em termos de durabilidade de alguns destes materiais, devido à acumulação de água na cobertura, menor aderência à superfície livre e, consequentemente, mais sujeita à ação do vento.

Com os materiais mais utilizados e comprovados, que não flutuam sem assistência, são utilizados flutuadores, distribuídos em linhas paralelas às linhas de balastro. O cálculo do balastro tem de considerar as condições de flutuação, nos diferentes níveis, tensionando a cobertura, eliminando folgas e mantendo a geomembrana lisa e aderente à superfície da água.

A substituição de uma cobertura de um reservatório é um processo logístico, caro e complexo que se deve adiar o máximo possível. O ciclo de vida esperado das coberturas flutuantes pode variar de acordo com o material aplicado, podendo oscilar entre 10 e 30 e mais anos. Caberá ao dono de obra avaliar o custo-benefício da vida útil do seu investimento.

No Quadro 2 apresenta-se uma comparação de diferentes geomembranas mais utilizadas em coberturas flutuantes ao longo do ciclo de vida esperado. Tendo em atenção que a substituição da cobertura necessita a interrupção da utilização do reservatório e o custo de substituição, é mais aconselhado que se utilizem geomembranas com a maior vida útil esperada.

Quadro 2 – Comparativo de Custo de Ciclo de Vida.

Material	Custo Inicial	Manutenção (Anos 1-15)	Manutenção (Anos 15-30)	Substituição
CSPE	Mais Alto	Mínima	Moderada (Reparações complexas)	Após 30 + anos
EIA	Alto	Mínima	Baixa (Soldadura fácil)	Após 30 + anos
RPP/RPVC	Moderado	Baixa	Alta (Material quebradiço)	Após 15-20 anos

5 – CONSIDERAÇÕES SOBRE O PROJETO E PRÁTICAS CONSTRUTIVAS

O desempenho a longo prazo das coberturas flutuantes exige que o sistema de cobertura seja devidamente concebido por um engenheiro experiente. Os donos de obra e os projetistas por ele contratados devem estabelecer uma quantidade mínima de experiência prévia na instalação de coberturas flutuantes por tipo de material, como parte do processo de aprovação de fabricantes e instaladores qualificados.

5.1 – Considerações gerais

Os sistemas de cobertura flutuante mais comuns são os tensionados com recurso a lastro, geralmente designados por cobertura de caleira definida para recolha das águas pluviais. Este sistema utiliza linhas de contrapesos e flutuadores, estrategicamente localizadas para proporcionar a estabilidade, o tensionamento e a flutuabilidade necessários à cobertura flutuante. As caleiras são concebidas para compensar a folga do material da cobertura e tensionar a cobertura flutuante, em níveis operacionais altos e baixos. O tensionamento é necessário para conferir estabilidade à cobertura e suportar as cargas superficiais sobre a cobertura flutuante, incluindo água da chuva superficial, ação do vento, pessoal de operação e manutenção, e acessórios na cobertura flutuante. A distribuição dos flutuadores de superfície e dos pesos de lastro, deve ser projetada de modo a ser recuperada completamente a folga de geomembrana quando o reservatório estiver cheio.

Em reservatórios de planta retangular, a geometria mais habitual, é comum utilizar-se uma configuração de linhas em Y dupla central ou na base da inclinação. Os reservatórios de geometria irregular frequentemente requerem uma configuração e uma distribuição das linhas de balastro e flutuadores mais personalizadas.

Na Figura 3, podemos ver (em planta e em perfil) possíveis esquemas de funcionamento de coberturas flutuantes em reservatórios de perfil trapezoidal e quadrangular, apresentados por Gerber (1984) e incluídos em Korner (2012).

Estas coberturas para serem estáveis necessitam de uma combinação de flutuação com forças de lastro calculadas, tensão superficial pelo contacto com a superfície da água e sucção eficaz contra a elevação pelo vento. As fixações ao longo do perímetro têm de proporcionar uma vedação eficaz e suportar quaisquer cargas específicas transmitidas pela geomembrana da cobertura. O lastro a colocar deve transmitir uma tensão ao material da cobertura necessária para manter um controlo apropriado sobre a forma e o comportamento, isto é, deve manter a geomembrana aderente à superfície, acompanhando as variações de nível e em condições de flutuar mesmo sob cargas da acumulação de água da chuva e do peso do pessoal de manutenção que tem de caminhar sobre a superfície para inspeção, limpeza e reparação.

O projeto de uma cobertura flutuante tem de considerar todas as funções necessárias da cobertura flutuante, incluindo: definição de caleiras de escoamento de água superficial; vias de acesso; suporte de ventiladores e/ou de sistemas de recolha de gases; suporte à escotilha de acesso; suporte a equipamentos de remoção de água superficial; acomodação localizada de folga da cobertura; proteção contra desgaste da cobertura (sobre grelhas, estruturas, estruturas de transbordo, entradas, saídas, tubos, etc.); e outras áreas específicas.

5.2 – Considerações locais

Em reservatórios existentes onde se decide instalar uma cobertura flutuante, as condições do edificado precisam de ser consideradas no projeto, incluindo se o reservatório é revestido com betão, asfalto, solo compactado ou geomembrana. Para reservatórios revestidos com terra, o subleito necessita de ser devidamente compactado e preparado para ser revestido com uma geomembrana de impermeabilização. Os reservatórios de betão mais antigos requerem geralmente trabalhos de preparação e reparação antes do revestimento com geomembrana e da instalação da cobertura

flutuante. As condições geotécnicas, incluindo a variação de níveis piezométricos, tem de ser avaliadas para garantir que são aceitáveis, de forma a evitar que possam afetar o sistema de revestimento e cobertura flutuante.

Em novos reservatórios, nomeadamente os mais comuns de secção trapezoidal, construídos com aterros, o projeto já deve contemplar o revestimento impermeável com uma geomembrana e uma cobertura flutuante com outra geomembrana. Estas geomembranas podem ser de diferentes materiais em virtude das diferentes solicitações a que estarão sujeitas.

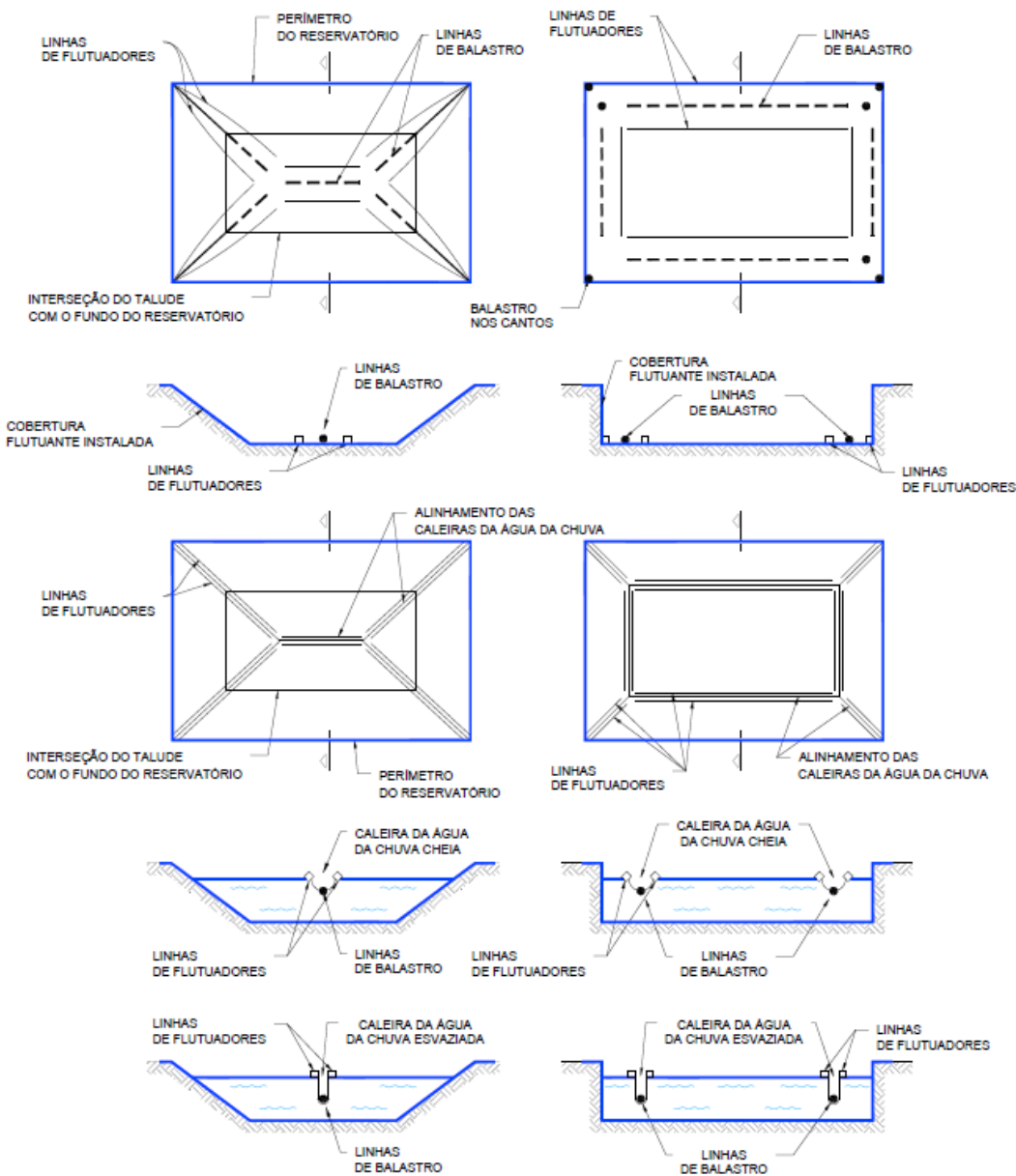


Fig. 3 – Desenhos tipo de coberturas flutuantes (Gerber, 1984).

5.2.1 – Ação do vento

A exposição ao vento deve ser considerada no projeto. Em geral, a sucção causada pelo vento pode não ser um problema para coberturas flutuantes devidamente projetadas, tensionadas pelos contrapesos colocados nas caleiras, e devidamente ancoradas em todo o perímetro. O projeto tem de verificar a estabilidade da cobertura flutuante à ação do vento de rajada, com ela cheia e com o nível mínimo de utilização.

Deve-se garantir que, durante a variação do nível, a geomembrana mantém o contacto direto contínuo com a superfície da água, evitando a introdução de ar por baixo da cobertura flutuante. Todavia, pode haver ar incorporado na água que entra na instalação, ou se o vento entrar por baixo da cobertura flutuante através de aberturas ou entradas. O projeto deve incluir disposições para isolar essas áreas com potencial para permitir a entrada de ar, garantindo ainda uma ventilação adequada. As estruturas de descarga de nível máximo devem estar equipadas com dispositivos para impedir a entrada de vento por baixo da cobertura flutuante.

Se a presença de ar por baixo da cobertura flutuante for inevitável, ou provável, o projeto deve considerar o levantamento devido ao vento. A velocidade do vento de projeto pode ser determinada com registos históricos de velocidade do vento em estações próximas, aplicando-se leis estatísticas de extremos para o período de retorno do projeto, tendo em atenção as condições de exposição, incluindo os ventos de rajada.

A sucção gerada pelo vento que se desenvolve sob a geomembrana é dada pela seguinte equação (Giroud, 1995):

$$p_a = 0,5 \rho_a v_a^2 \lambda - \mu_{GM} \cdot \cos(\beta) \quad (1)$$

onde p_a = sucção gerada pelo vento, ρ_a = densidade do ar (geralmente $1,3 \text{ kg/m}^3$), v_a = velocidade do vento (m/s), λ = fator de sucção, μ_{GM} = massa por unidade de área da geomembrana, β = ângulo da inclinação do talude.

Giroud (1995) recomenda um fator de sucção $\lambda = 1,00$ para o topo do talude, $\lambda = 0,70$ para todo o comprimento do talude (ou 0,85, 0,70 e 0,55 para o primeiro terço, terço central e terço inferior, respetivamente) e $\lambda = 0,4$ para o fundo do reservatório. Esses valores levam em consideração o impacto das rajadas de vento na geomembrana.

Os cálculos são realizados assumindo que a geomembrana é deformada circularmente e que a pressão efetiva atua ao longo de toda a área, de acordo com o esquema seguinte (Figura 4).

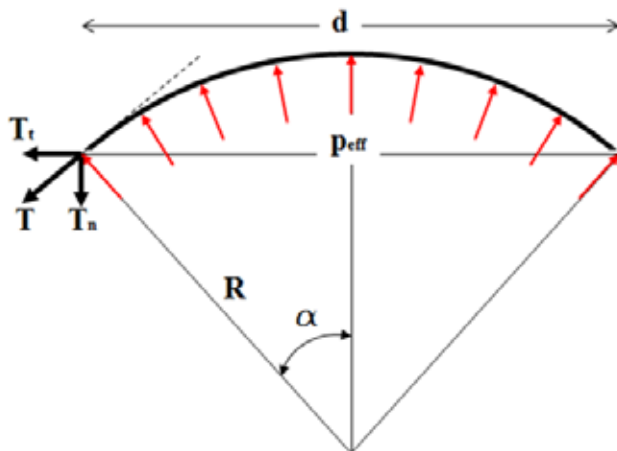


Fig. 4 – Representação esquemática da membrana elevada (Giroud, 1995).

Segundo Giroud (1995), a tração, T , na geomembrana é calculada como:

$$T = p_a R = p_a \frac{d}{2 \cdot \sin \alpha} \quad (2)$$

em que T = tração na geomembrana, p_a = sucção gerada pelo vento, R = raio de curvatura, d = distância entre ancoragens, α = ângulo de curvatura.

Onde α satisfaz a seguinte equação:

$$\varepsilon = \frac{\alpha}{\sin \alpha} - 1 \quad (3)$$

em que ε = Deformação na geomembrana.

Uma vez conhecido o diagrama T - ε para a geomembrana, essas duas equações são resolvidas iterativamente e as forças axiais e de corte que atuam nas ancoragens são encontradas respetivamente, como:

$$T_n = T \sin \alpha \quad (4)$$

$$T_t = T \cos \alpha \quad (5)$$

em que T_n = Força axial, T_t = Força de corte.

T_n também é encontrado como:

$$T_n = \frac{d p_a}{2} \quad (6)$$

Os diagramas em T - ε são obtidos por ensaios de laboratório realizados nas geomembranas propostas pelos fabricantes e por laboratórios independentes.

5.2.2 – Sistemas de remoção de águas superficiais

Todas as coberturas flutuantes devem ser concebidas com um sistema para recolher e remover a água da chuva. A seleção do sistema deve ser compatível com o tipo de cobertura flutuante e com a disponibilidade da equipa de operação e manutenção do proprietário. O sistema geral de remoção de águas superficiais deve incluir um sistema de bombagem permanente e um secundário. O sistema primário deve ser automatizado, de forma que a sua operação ou arranque não tenha de ser feita manualmente. O sistema secundário pode utilizar bombas permanentes ou temporárias, não necessita de ser automatizado, mas deve poder ser implementado num prazo razoável caso o sistema primário esteja inoperacional.

Quantidades excessivas de água superficial também podem reduzir a capacidade de armazenamento utilizável de um reservatório e aumentar a tensão na geomembrana ao submergir flutuadores.

Os cálculos de projeto devem, no mínimo, abordar a tensão na cobertura flutuante, a flutuabilidade da cobertura sujeita às flutuações de nível, a flutuabilidade dos ventiladores, a flutuabilidade da escotilha, o peso da água da chuva que se pode acumular durante um evento de precipitação intensa e os sistemas de remoção de água da superfície.

O sistema primário de remoção de águas superficiais deve ser concebido com base numa abordagem de engenharia racional. Por exemplo, o sistema deve ter capacidade para:

- Chuva intensa com período de retorno de 10 anos, duração de 24 horas de chuva, capacidade de remover a água superficial 24 horas após a tempestade (total de 48 horas); e

- Chuva intensa com um período de retorno de 25 anos, duração de 24 horas de chuva, capacidade de remover a água superficial 48 horas após a tempestade (total de 72 horas).

Para recolha das águas que se acumulem na cobertura, devem ser instaladas bombas submersíveis no cruzamento dos alinhamentos das caleiras que mergulham no interior do reservatório com auxílio de contrapesos. Estes podem ser tubos de pequeno diâmetro ou rolos de geomembrana, cheios de areia, que são colocados na superfície da cobertura flutuante em associação com os flutuadores, para garantir que o excesso de geomembrana quando o reservatório está cheio, mergulhe no líquido, mantendo a cobertura aderente à superfície líquida. A localização é determinada para cada projeto, dado que o objetivo destes tubos é tensionar a geomembrana e direcionar o excesso de água para o sistema de drenagem superficial. Na Figura 5, apresenta-se um reservatório tipo com uma fotografia do poço de bombagem dotado de bomba submersível.

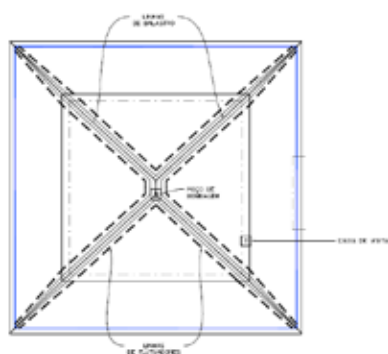


Fig. 5 – Esquema de instalação de contrapesos e flutuadores e poço da bomba para remoção da água meteórica

Para coberturas flutuantes tensionadas por peso, a profundidade da calha de recolha de água superficial não deve ser superior a 1,8 m e o nível mínimo de exploração não deve ser inferior a 0,50 m. Os pesos da linha de lastro são mantidos no mínimo necessário para iniciar a recolha de água à superfície e a criação das caleiras das linhas de lastro. A tensão a instalar na cobertura deve ser limitada a 0,3 kN/m.

5.2.3 – Exemplo

Considerando um reservatório de seção trapezoidal de dimensões 51,5 m por 51,5 m na base e de 77,5 m por 77,5 m no coroamento, com taludes inclinados a 1:2 e altura útil de 6 m. A capacidade útil do reservatório é de 25000 m³.

Na Figura 5 estão definidas as linhas de flutuação e de balastro e, na Figura 6, apresenta-se uma secção transversal com a localização do poço de bombagem.

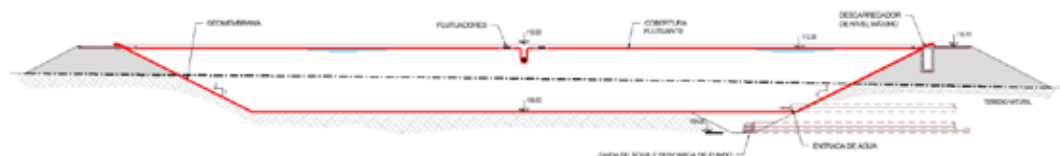


Fig. 6 – Secção transversal e poço de bombagem de um reservatório abastecimento de água.

A tensão da cobertura flutuante deve situar-se entre 100 N/m e 300 N/m, não podendo, em qualquer caso, exceder 1/3 da força à tração no ponto de cedência da geomembrana.

Neste exemplo, considera-se que os balastros são constituídos por tubos com um diâmetro de 200 mm, preenchidos com areia. Por se encontrarem imersos em água, o seu peso eficaz é determinado com base no peso volúmico não drenado, que se admite ser de 18 kN/m³.

$$P = \frac{\pi D^2}{4} \rho_a = 0,565 \text{ kN/m} \quad (7)$$

A tensão sobre a geomembrana em cada lado é, portanto, metade deste valor, ou seja, 0,2825 kN/m < 0,3 kN/m.

Com o reservatório vazio as linhas de balastro e de flutuadores têm de ser definidas e fixadas na geomembrana, de modo que, quando o reservatório estiver cheio, toda a geomembrana em excesso seja recolhida nas caleiras, seguindo a geometria das linhas de balastro. Na Figura 7, o esquema apresentado permite absorver a folga da geomembrana quando o reservatório está cheio.

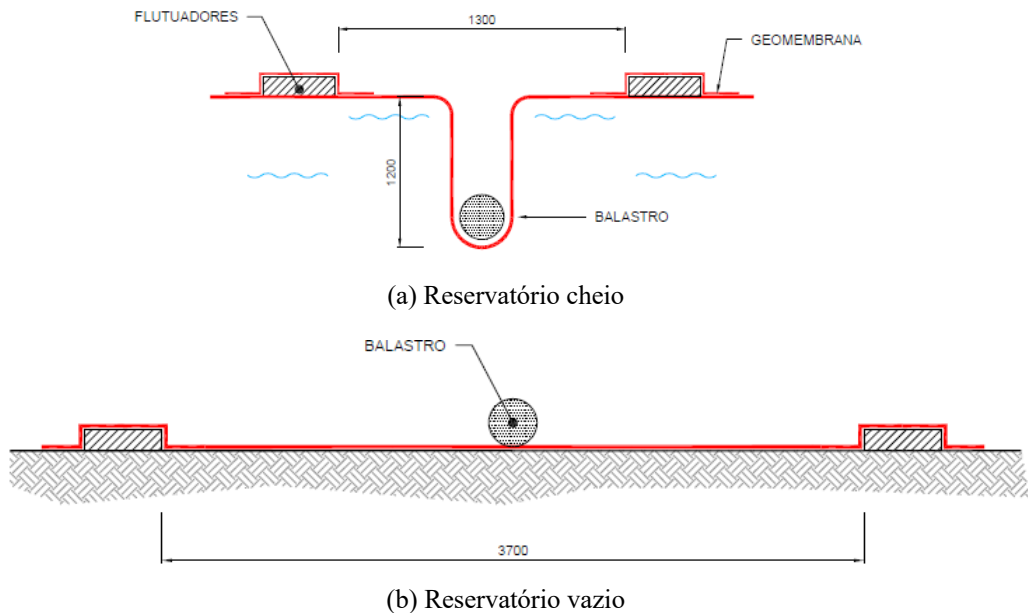


Fig. 7 – Definição da instalação das linhas de balastro e dos flutuadores.

A distância entre flutuadores, com o reservatório vazio, é calculada em função do excesso de geomembrana a recuperar quando o reservatório estiver cheio a dividir pelo comprimento de linhas das caleiras projetadas. Neste caso, a flutuação máxima prevista é de 1,20 m, tendo em atenção de que é correspondente ao nível máximo do reservatório em descarga.

5.3 – Órgãos de utilização e de segurança

Num reservatório com uma cobertura flutuante há necessidade de se ter atenção às condições de utilização e devendo ser dotados de acessos, ventiladores, descarregador de nível máximo, órgãos de entrada e de saída, tal como uma cobertura rígida, mas adaptados ao tipo de cobertura e sua fluatibilidade.

5.3.1 – Escotilhas de visita

Dependente da área da cobertura uma ou mais “caixas de visita” devem ser instaladas para permitirem o acesso franco a mergulhadores para inspeção, operações de reparação e de limpeza. A escotilha deve ter uma seção mínima de 0,90 m por 0,90 m, ser dimensionada para condições de flutuação e tem de ser dotada de tampa estanque. Com estas aberturas na cobertura podem ser efetuadas inspeções com ROV, operações de limpeza e dragagem de sedimentos, inserção de flutuadores de reparação e outras operações com mergulhadores. A Figura 8 mostra uma escotilha de visita para passagem de homem.

Escotilhas mais pequenas podem ser instaladas para obtenção de amostras de qualidade da água, a diferentes profundidades.



Fig. 8 – Escotilha de visita da cobertura de Alcanena (Machado do Vale et al., 1998).

5.3.2 – Ventiladores – Respiradores extratores de ar e gases

São utilizados para remover o ar aprisionado na água ou gases que se podem formar por baixo da cobertura flutuante, mas devem ser usados com discrição e apenas quando necessário.

Os respiradores de ar devem ser projetados para manter as aberturas de ventilação a uma altura mínima acima da água em todas as condições operacionais e níveis. Os ventiladores devem ser projetados para impedir o fluxo ou a intrusão de ar proveniente do vento.

Nos ventiladores de tubo aberto, as aberturas devem ser direcionadas para baixo, com um ângulo não inferior a 45 graus. As aberturas devem ser equipadas com uma grelha resistente à corrosão para impedir a intrusão de pequenos animais e insetos. Devem ser instalados ventiladores em locais onde possa ocorrer vácuo, por exemplo, nas estruturas de saída.

Há vantagem na utilização de ventiladores dinâmicos que por ação do vento fazem a extração forçada do ar, criando uma ligeira sucção. Na Figura 9 está representado um ventilador dinâmico flutuante e uma válvula de pressão máxima instalada num coletor flutuante de extração de gases.



Fig. 9 – Ventilador dinâmico à esquerda e válvula de pressão máxima à direita.

Nas coberturas de digestores ou de águas residuais têm de ser instaladas linhas de recolha do biogás para extração forçada para queima ou geração de energia. Estas linhas devem ser dotadas de válvulas de alívio para impedir a insuflação da cobertura em caso de algum bloqueio na aspiração dos gases. Na Figura 10 pode-se observar a cobertura flutuante bem aderente à superfície livre de água residual, graças às linhas de balastro intercaladas com os coletores de biogás que necessitam de aspiração para o sistema de tratamento e queima.



Fig. 10 – Digestor com cobertura flutuante de nível constante.

O projeto de um reservatório de armazenamento de água tem de ser dotado de entradas e saídas separadas e dedicadas e um descarregador de nível máximo. Quando se projeta uma cobertura flutuante com recurso a uma geomembrana flexível, terá de se ter em consideração o seguinte:

- A entrada de água tem de ser projetada para evitar velocidade de fluxo elevada e impacto direto na cobertura flutuante. Deve ser dotada de válvula comandada por um sensor de nível máximo.
- Nos reservatórios de água potável, devem ser instaladas cortinas defletoras para fazer circular a água no interior do reservatório entre a entrada e a saída, ou agitadores mecânicos flutuantes, como se pode ver na Figura 11.
- A saída da água para o exterior terá de ser projetada com ventilação para evitar a formação de vácuo e dotada de proteção adequada contra aspiração para o interior do órgão de saída. Habitualmente e idealmente, a saída de água dos reservatórios está à cota mais baixa possível do reservatório para permitir o esvaziamento e limpeza. Se não estiver ou for

independente da descarga de fundo, o projetista da cobertura flutuante deve ter isso em atenção.

- Descarregador de nível máximo. Este órgão de segurança, que só deve trabalhar quando, por qualquer motivo, a água continuar a subir dentro do reservatório, ultrapassando o nível de máximo enchimento. Terá de ter uma capacidade igual ou superior ao caudal de entrada e deve estar debaixo da cobertura flutuante. Este órgão deverá estar dotado de grelhas adequadas para impedir que danifiquem a geomembrana e impeçam a sua aspiração. Ventilação adequada deve ser instalada, dotada de proteção à entrada de pequenos animais e roedores.
- Sistema para lavagem. Para os trabalhos de conservação e limpeza é necessário conceber um sistema de lavagem com água. Tal sistema pode ser composto por tubagens e hidrantes junto ao perímetro do reservatório.

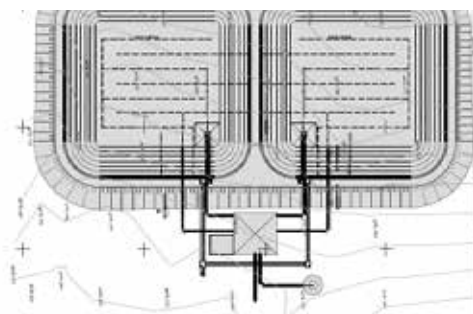


Fig. 11 – Agitadores flutuantes e labirinto de cortinas defletoras para circulação da água.

6 – MANUTENÇÃO

Para garantir uma vida útil longa, tem de se implementar uma rotina de manutenção que inclui a limpeza anual da cobertura e a limpeza semestral das caleiras de recolha de águas pluviais para remover ramos, pedras e outros detritos que possam causar desgaste.

Após as chuvas, a água recolhida nas caleiras da cobertura tem de ser bombeada para evitar a sua acumulação sobre a cobertura, que pode afetar a estabilidade da cobertura e submergir os flutuadores e os caminhos de acesso às bombas, ventiladores e escotilhas. A acumulação de sedimentos, folhas e pólen pode criar “ilhas” de lama que pesam sobre a estrutura e favorecem o crescimento de vegetação (Figura 12).

A equipa de manutenção deve também fazer uma inspeção visual para detetar possíveis rasgos, perfurações, desgaste nas dobras e nas amarrações, bem como a integridade das soldaduras. Consequentemente tem de proceder às reparações necessárias.

Anualmente, a cobertura deve ser lavada para não ficar escorregadia quando o pessoal da manutenção caminhar sobre ela. Mantendo-se a cobertura limpa, nos reservatórios de água bruta para irrigação, a água da chuva poder ser recolhida para o interior do reservatório.

Nas bombas de remoção das águas meteóricas, instaladas nos poços de bombagem, no cruzamento das caleiras, também deve ser respeitado as regras de manutenção periódica definidas pelos fabricantes.

A Figura 13 representa uma situação que não deve ocorrer, acumulação de água na superfície submergindo os coletores de gases e formando bolsas de gases retidos, colocando em causa a funcionalidade e vida útil da cobertura.



Fig. 12 – Acumulação de sedimentos na caleira com desenvolvimento de vegetação.



Fig. 13 – Cobertura da lagoa de Alcanena em total abandono após 17 anos de serviço (2014).

7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

As regiões com escassez hídrica e com desenvolvimento agrícola consolidado, necessitam de soluções de controlo da evaporação e gestão da qualidade da água, que satisfaça o abastecimento público às populações, mas também a sobrevivência da atividade económica, sobretudo na agricultura. As atividades industriais e de exploração mineira, assim como o tratamento de água residuais procuram soluções para gerir a eficiência dos processos e a conformidade ambiental, cada vez mais exigente.

Os reservatórios cobertos com uma geomembrana flexível, flutuando sobre a superfície da água armazenada são uma solução adequada e de custo eficiente, para a gestão dos recursos hídricos e para a proteção ambiental.

Embora as coberturas flutuantes sejam utilizadas há cinco décadas na proteção da água e do ambiente, sobretudo nos países mais desenvolvidos, Estados Unidos da América, Austrália, Israel

Arábia Saudita, Espanha, tem-se verificado um crescimento significativo na adoção desta tecnologia em outras regiões carentes de água.

Em Portugal, esta tecnologia tem sido utilizada em lagoas de lixiviados e na selagem de lodos industriais, no entanto com pouca expressão, e ainda não foi adotada para a preservação da qualidade e quantidade de água para a agricultura, quando se discute a construção de novas barragens e de charcas. Na área ambiental, a cobertura de reservatórios de efluentes, com a retenção de biogás e/ou biometano, aproveitando o seu potencial energético, em vez de se libertar estes gases de efeito de estufa, pode ser uma solução sustentável a nível económico e ambiental e para reduzir a pegada de carbono.

Com o objetivo global em se alcançar emissões líquidas zero de carbono até 2050, a utilização de energia renovável criou oportunidades para coberturas flutuantes, como demonstrado pela adoção de instalações solares flutuantes e, mais recentemente, pela utilização de reservatórios de energia térmica para armazenar água aquecida e água refrigerada.

Na opinião do autor, surgirão mais aplicações de coberturas flutuantes na próxima década, à medida que novas tecnologias forem desenvolvidas, exigindo instalações de armazenamento de líquidos em grande escala.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Gerber, D. H. (1984). *Floating Reservoir Cover Designs*. Proceedings of the International Conference Geomembranes, Denver, CO, USA.

Gersch, A. (2019). *A History of Geomembrane Floating Covers in Australia*. Geosynthetics, IFAI, Houston, TX, USA.

Giroud, J. P. (1995). *Uplift of Geomembranes by Wind*. Geosynthetics International. Vol. 2, No. 6, pp. 897-952.

GRI-GM 28 (2025). Standard Specification for Test Methods, Test Properties, and Testing Frequencies for Reinforced Chlorosulfonated Polyethylene (CSPE-R) Geomembranes. Geosynthetic Institute, Folsom, PA, USA.

GRI-GM 34 (2023). Standard Specification for Test Methods, Test Properties, and Testing Frequencies for Ethylene Interpolimer Alloy (EIA=PVC+KEE) Geomembranes. Geosynthetic Institute, Folsom, PA, USA.

Koerner, R. M. (2012). *Designing with Geosynthetic*. Xlibris Corporation, 6th Edition.

Machado do Vale, J. L.; Scuero, A. M. (1994). Coberturas flexíveis flutuantes para proteção de reservatórios de água. 6º Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa, Lisboa, Portugal.

Machado do Vale, J. L.; Scuero, A. M.; Vascetti, G. L. (1998). *Capping the toxic sludge lagoon of E.T.A.R.I. in Alcanena with a floating cover*. Congress of Geotechnical Engineering, Lisboa, Portugal.

Mills, A. (2011). *The effects of chlorine on very low-density thermoplastic oleofins*. Geofrontiers. IFAI, Dallas, TX, USA.

A IMPORTÂNCIA DAS SOLUÇÕES DE TRAVAMENTO NO COMPORTAMENTO DAS PAREDES DE CONTENÇÃO PERIFÉRICA

The importance of bracing systems in the behaviour of peripheral earth-retaining walls

Alexandre Pinto^{a,b}

^a JETsj Geotecnia Lda., Portugal

^b Departamento de Engenharia Civil, Arquitetura e Ambiente, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal

RESUMO – No presente artigo é destacada a importância do desempenho das soluções de travamento no comportamento das paredes de contenção periférica, em particular quando localizadas em meio urbano. Este assunto tem vindo a ganhar relevância nos últimos anos devido à cada vez maior ocupação do subsolo por estruturas e infraestruturas enterradas, cenário que tem aconselhando o recurso a soluções menos correntes, como bandas de laje, em detrimento das mais tradicionais, como escoramentos e ancoragens.

ABSTRACT – This article highlights the importance of bracing systems in the behaviour of peripheral earth-retaining walls in urban environments. This subject has risen in recent years due to the increase of the underground space occupation with structures and infrastructures. Therefore, this scenario has been advising the increasing use of less common solutions, such as slab bands, compared with the more traditional ones, like props and ground anchors.

Palavras Chave – travamento, ancoragens, bandas de laje.

Keywords – bracing, ground anchors, slab bands.

1 – INTRODUÇÃO

As cidades planeadas e densamente urbanizadas manifestam atualmente tendência para o crescimento e otimização dos respetivos espaços subterrâneos, situação que, em geral, contribui para melhorar significativamente a qualidade de vida das mesmas, como é, por exemplo, o caso da transferência de infraestruturas da superfície para o subsolo, permitindo libertar a ocupação da referida superfície para utilizações mais nobres, como zonas verdes e de lazer. Neste cenário as soluções de contenção periférica desempenham, cada vez mais, um papel determinante.

Em paralelo com o enquadramento acima descrito, sublinha-se que o bom comportamento das referidas soluções de contenção periférica encontra-se intimamente associado, não só à respetiva conceção geral e boa execução, mas, igualmente, ao desempenho dos respetivos travamentos, sejam eles escoramentos, ancoragens, bandas de laje ou contrafortes. No presente artigo é apresentada uma descrição das soluções mais utilizadas, apoiada em exemplos de obras, terminando com uma

E-mails: apinto@jetsj.com (A. Pinto)

ORCID: orcid.org/0000-0003-0844-889X (A. Pinto)

reflexão sobre a importância do desempenho destes mesmos travamentos, tendo por base a realidade atual do mercado nacional.

2 – SOLUÇÕES DE TRAVAMENTO

As soluções de travamento das paredes de contenção periférica em meio urbano são dimensionadas, sobretudo, para permitir um controlo eficaz dos deslocamentos, objetivo associado, à luz da regulamentação europeia em vigor, sistema de eurocódigos, ao conceito de estados limite de utilização.

Complementarmente e de acordo com a mesma regulamentação, do ponto de vista de estados limite últimos, pode ser definido, simplificada, o conceito de intervalo de segurança, conforme indicado na Figura 1, aferido através da aplicação dos teoremas clássicos de análise limite: teorema da região superior, TRS (permite estimar um valor majorante da carga de colapso) e teorema da região inferior, TRI (permite estimar um valor minorante da carga de colapso). Pelo cruzamento dos valores estimados é possível definir um possível intervalo de segurança, entre a rotura em estado ativo, associado à carga mínima que se reduzida determina o colapso (F^{min}), e a rotura em estado passivo, associado à carga máxima que se ultrapassada mobiliza o colapso ($F^{máx}$). Por razões económicas e de facilidade de construção a maioria dos travamentos das paredes de contenção periférica é dimensionado para a zona junto ao estado ativo, ou seja, os deslocamentos horizontais associados dão-se no sentido da escavação, mas com valor compatível com as exigências da obra e das condições de vizinhança da mesma. Uma eventual rotura em estado passivo, poderia ocorrer, por exemplo, devido à aplicação no sistema de escoramentos de um valor de pré-esforço excessivamente elevado, o que, na maioria das situações, não é tecnicamente necessário, nem economicamente viável.

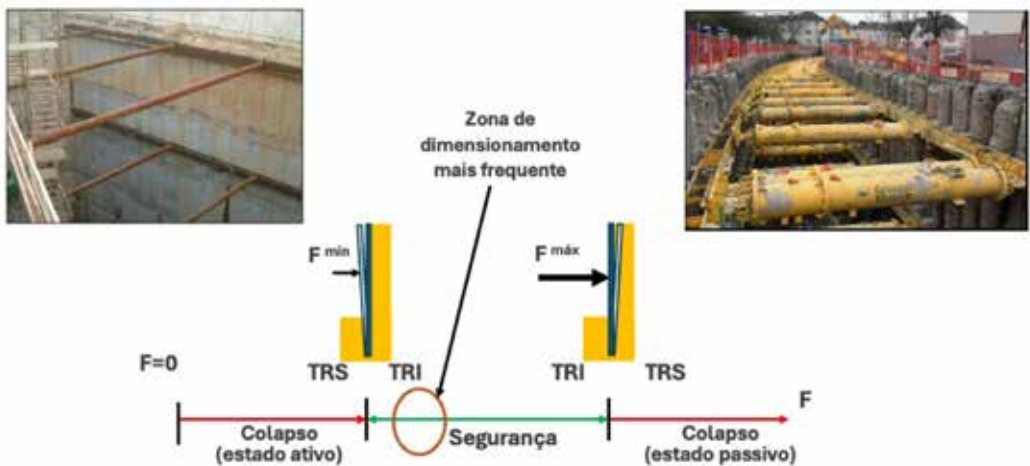


Fig. 1 – Conceito de intervalo de segurança em estruturas de contenção.

2.1 – Escoramentos

Em Portugal as soluções de travamento de paredes de contenção periférica com recurso a escoramentos foram introduzidas em meados do século passado, recorrendo, inicialmente a elementos em madeira, conforme relatado por Rollo (1999) e Farinha (s.d), situação ilustrada na Figura 2, no âmbito da construção dos primeiros troços das linhas do Metropolitano de Lisboa, executadas, na sua generalidade, através de escavações a céu aberto, por sua vez e em geral,

coincidentes com os principais arruamentos da cidade, com a Avenida da Liberdade e a Avenida Almirante Reis. Estes arruamentos, por razões geológicas e geotécnicas que muito condicionaram o planeamento e crescimento urbano da cidade, foram construídos sobre linhas de água, atualmente menos produtivas devido à impermeabilização excessiva da superfície da cidade, situação que tem vindo a determinar a necessidade de resolução de diversos desafios de natureza hidrogeológica.

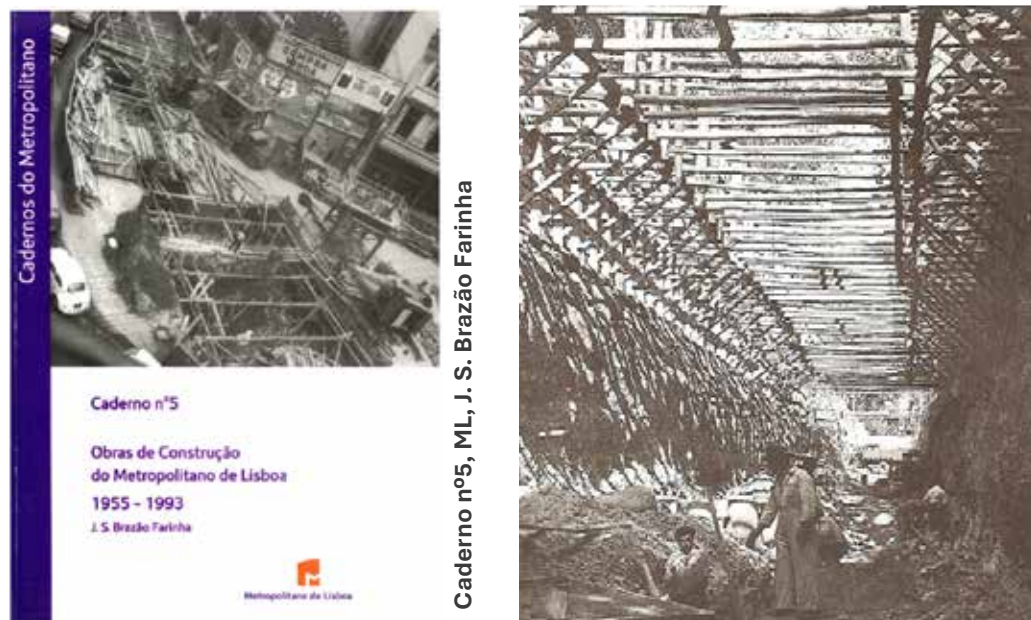


Fig. 2 – Escoramentos com recurso a elementos de madeira, lado esquerdo Farinha (s.d.) e lado direito Rollo (1999).

No último quarto do século passado assistiu-se a uma grande evolução tecnológica com a introdução em Portugal de novas soluções de contenção periférica, como paredes moldadas e cortinas de estacas, permitindo a execução de escavações mais profundas e, sobretudo, em dispositivos geológicos e geotécnicos mais exigentes e com maiores condições de segurança. Para o sucesso destas escavações foi igualmente determinante as evoluções tecnológicas que determinaram o bom desempenho dos travamentos com recurso a ancoragens e, na presença de condições geológicas e geotécnicas desfavoráveis, a escoramentos em estrutura metálica.

Em situações particulares, como distâncias entre paredes de contenção periférica, paralelas entre si, superiores a cerca de 20 m, os escoramentos em estrutura metálica podem e devem ser pré-esforçados, de forma a assegurar um mais eficaz controlo dos deslocamentos horizontais, conforme relatado por Fernandes (2010) e Estorninho (2020), situação ilustrada na Figura 3.

Em certos países, onde, em geral, as condições geológicas e geotécnicas nas zonas mais densamente urbanizadas são desfavoráveis, a opção por soluções de travamento com recurso a escoramentos metálicos constitui uma prática corrente, sendo a conceção da escavação e da contenção periférica desenvolvida em função deste objetivo. Na Figura 4 é ilustrado o exemplo de uma escavação em Macau, em que a parede de contenção periférica foi travada exclusivamente com recurso escoramentos metálicos provisórios, tendo sido criados corredores no interior da obra para a circulação dos equipamentos de escavação e de transporte dos terrenos escavados.

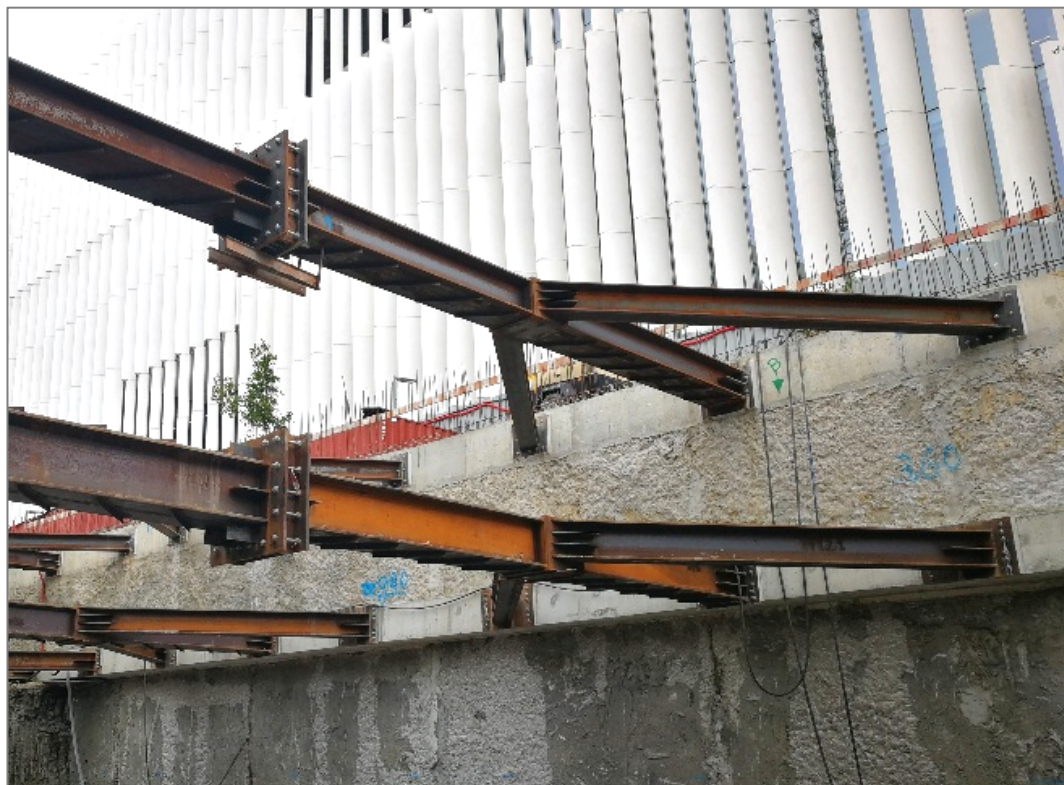


Fig. 3 – Escoramentos com recurso a elementos metálicos pré-esforçados (Estorninho, 2020).



Fig. 4 – Escoramentos com recurso a elementos metálicos em obra de escavação em Macau.

Considera-se ainda pertinente efetuar uma referência à solução de escoramentos com recurso a colunas de jet grouting. Esta solução apresenta a grande vantagem de, ao contrário de todas as restantes, poder ser instalada previamente ao início dos trabalhos de escavação, o que, juntamente com a sua rigidez, permite incrementar substancialmente a respetiva eficácia em termos do controlo dos deslocamentos horizontais. Esta solução é ilustrada na Figura 5, relativa ao tampão de fundo em colunas de jet grouting executado no âmbito dos trabalhos de escavação e contenção periférica para a construção dos pisos enterrados do Myriad by Sana Hotel, em pleno Rio Tejo, em Lisboa, intersetando os materiais da bacia aluvionar do mesmo Rio Tejo (Pinto et al., 2008, 2009 e 2013).



Fig. 5 – Eficácia do escoramento constituído por um tampão de fundo em colunas de jet grouting no controlo de deslocamentos horizontais determinado (Pinto et al., 2008, 2009 e 2013).

2.2 – Ancoragens

Em Portugal as soluções de travamento de paredes de contenção periférica com recurso a ancoragens foram introduzidas na segunda metade do século passado, com recurso, inicialmente a elementos de varão e, posteriormente pela sua maior versatilidade e facilidade de transporte e armazenamento, a cordões. Devido às condições geológicas e geotécnicas muito favoráveis, existentes em grande parte do subsolo das principais cidades nacionais, associada à possibilidade de tornar o interior do recinto de escavação mais desimpedido de obstáculos, rapidamente se tornou uma solução muito utilizada.

Do ponto de vista histórico, considera-se oportuno descrever a situação ocorrida na Av. 5 de Outubro, em Lisboa, onde Edgar Cardoso projetou uma solução de travamento com recurso a um sistema de pré-esforço estrutural exterior, segundo o qual as forças de desvio permitiram empurrar a parede de contenção periférica contra o terreno, funcionando indiretamente com ancoragens apenas com componente horizontal, conforme relatado por Soares (2003) e Fernandes (2010) e ilustrado na Figura 6. Esta solução terá sido concebida como resposta à não permissão para a execução de um segundo nível de ancoragens sob um dos edifícios vizinhos, situação que, à presente data, se tem vindo a tornar cada vez mais frequente e, em consequência, contribuído para condicionar a utilização de soluções de travamento com recurso a ancoragens em meio urbano. Nos níveis inferiores foi adotada uma solução de escoramentos a reagir contra a estrutura do edifício, no entanto, já parcialmente executada.

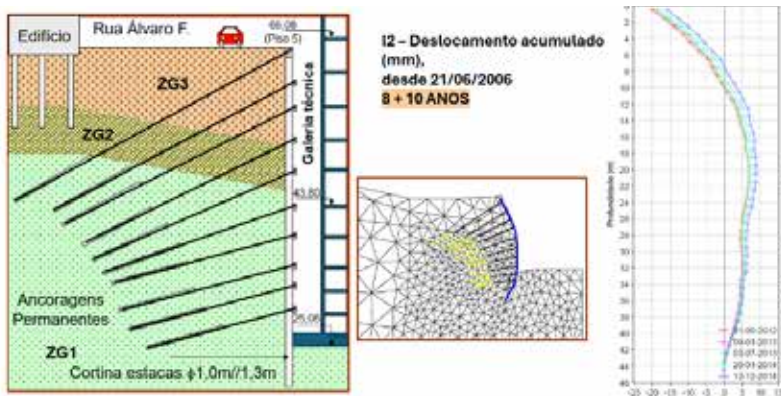
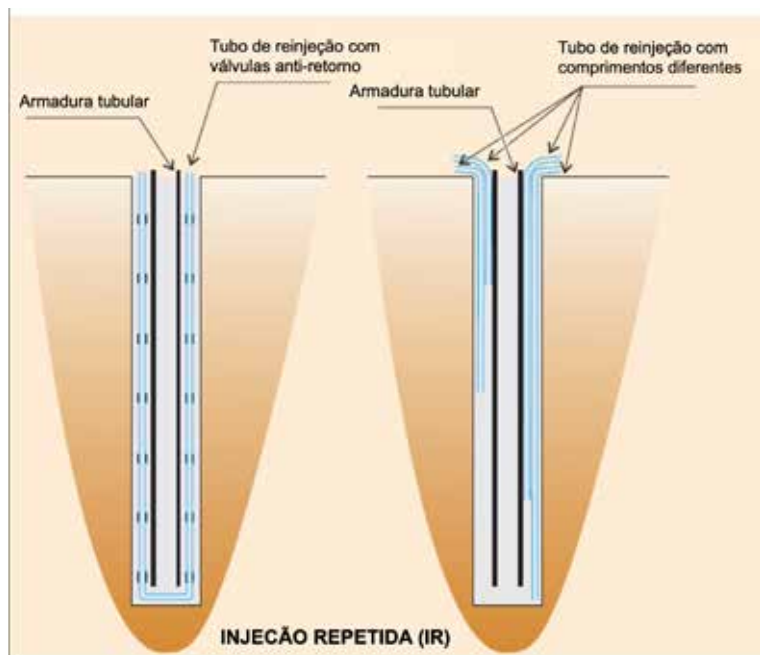


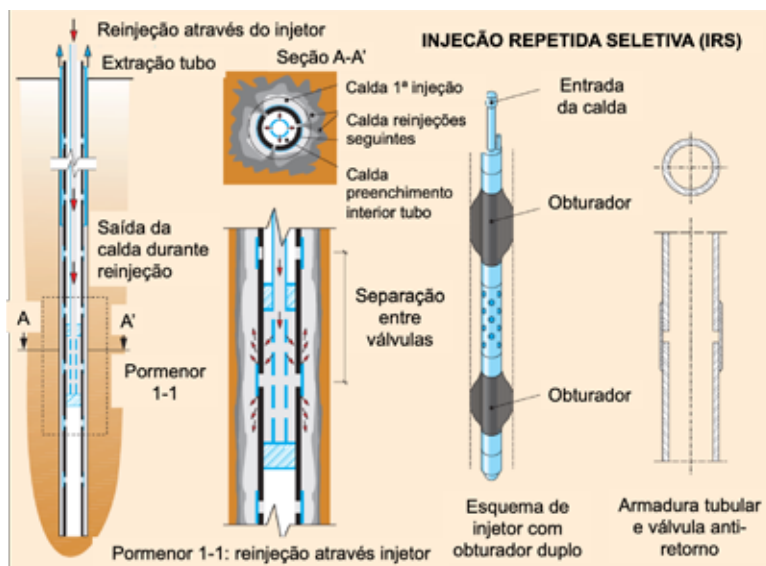
Fig. 7 – Solução de contenção periférica adotada para a construção do futuro edifício da BCAML (Pinto et al., 2006).



Fig. 8 – Solução de contenção periférica estudada para a construção do futuro edifício da BCAML (Pinto et al., 2006).



a)



b)

Fig. 9 – Principais diferenças entre o sistema de reinjeção do bolbo de selagem: a) IR; b) IRS (adaptado de Ministério de Fomento de Espanha, 2005).

Como se pode verificar através do gráfico retirado igualmente do Ministério de Fomento de Espanha (2005), apresentado na Figura 10, os valores das tensões tangenciais de atrito mobilizados são naturalmente diferentes, encontrando-se, em geral, em linha com a metodologia proposta de Bustamante e Doix (1985), adotada regularmente em Portugal.

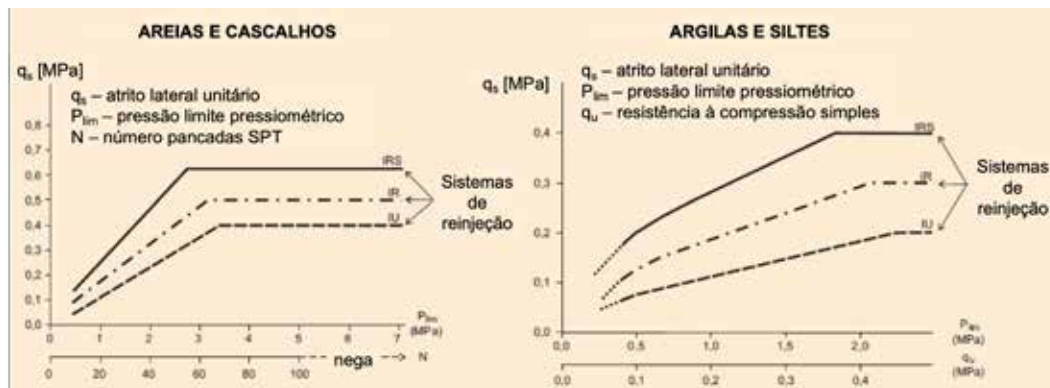


Fig. 10 – Principais diferenças nos valores mobilizados das tensões tangenciais de atrito de acordo com os sistemas de reinjeção IR e IRS (adaptado de Ministério de Fomento de Espanha, 2005).

Na sequência do exposto, destaca-se que o sistema de reinjeção IR na presença de terrenos heterogêneos na zona do bolbo de selagem, determina que possam existir válvulas que tendencialmente tenham propensão para um maior consumo da calda de cimento, penalizando o comprimento real do bolbo de selagem com consequências negativas para a capacidade de carga da ancoragem, conforme representado na Figura 11. Para mitigar este efeito, sugere-se que cada tubo de reinjeção não disponha de mais de metade da totalidade das válvulas de injeção definidas para o comprimento de selagem.

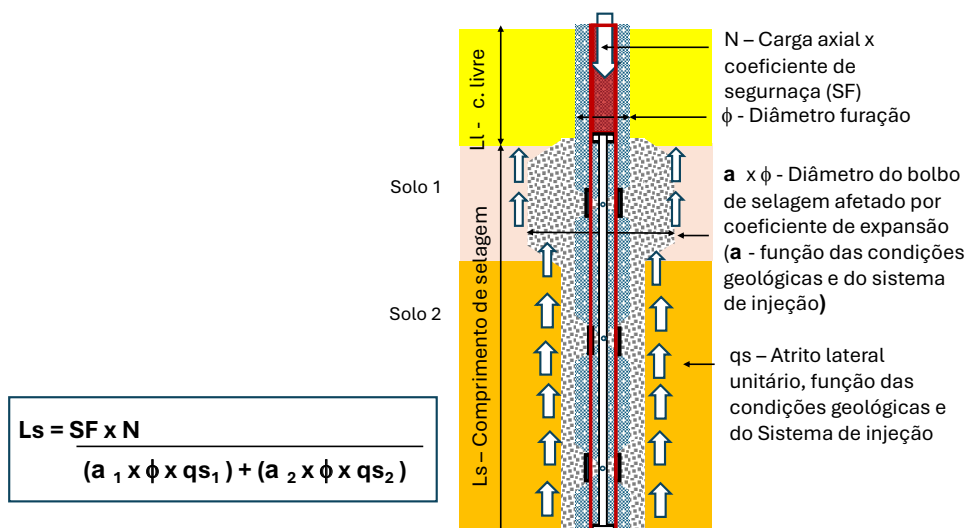


Fig. 11 – Efeito do terreno heterogêneo na mobilização de tensões tangenciais de atrito quando é utilizado o sistema de reinjeção IR.

Em complemento ao sistema de eurocódigos, destaca-se ainda a importância da regulamentação europeia associada à execução de ancoragens, NP EN 1537 (Instituto Português da Qualidade, 2016), a qual veio definir um conjunto de regras muito importantes para o controlo de qualidade e controlo de execução de ancoragens, em particular ao nível de ensaios, assim como as diferenças entre ancoragens provisórias e definitivas, em particular nas exigências de proteção contra a corrosão.

2.3 – Bandas de laje

As soluções de travamento de contenções periféricas com recurso a bandas de laje têm vindo a ser cada vez mais utilizadas em Portugal nos últimos 25 anos, situação determinada, sobretudo, pelas seguintes principais razões: i) dificuldade cada vez maior em recorrer a soluções de travamento com ancoragens, motivada pela mais densa ocupação do subsolo dos principais centros; ii) dificuldade e morosidade em obter autorizações para a ocupação do subsolo de terrenos vizinhos; iii) maior controlo dos deslocamentos, associado à elevada rigidez das soluções; iv) possibilidade de integrar as bandas de laje na solução definitiva das estruturas enterradas, ao contrário do que sucede nas soluções de travamento com recurso a ancoragens e escoramentos provisórios.

Como principal condicionamento, destaca-se a maior dificuldade associada aos trabalhos de escavação quando realizados sob as mesmas bandas de laje, potenciada pela necessidade de criar apoios provisórios nas extremidades das bandas, de forma a controlar o respetivo deslocamento vertical. Por razões de melhor compatibilidade entre o comportamento estrutural na fase definitiva e a metodologia de escavação sob as referidas bandas, estes apoios deverão ser localizados o mais próximo possível dos apoios definitivos e dispor de afastamento entre si que facilite as manobras dos equipamentos que executam os trabalhos de escavação. Igualmente importante pode ser a garantia de um bom acabamento da face inferior da banda de laje, o que, em geral, pode ser conseguido com recurso à betonagem da mesma sobre uma base constituída por camada de areia devidamente compactada. Quando justificável ainda poderá ser colocada uma cofragem sobre a mesma base.

Para ilustrar a utilização deste tipo de solução podem ser destacados alguns casos de obras de escavação e contenção periférica de elevada profundidade e junto a estruturas e infraestruturas sensíveis que tiveram lugar em Lisboa. Neste enquadramento, começa-se por destacar a obra do Palácio Sotto Mayor, junto à Av. Fontes Pereira do Melo, em que foram utilizadas bandas de lajes salientes, pré-esforçadas, para poder confinar a cortina executada à volta do edifício do Palácio, com funcionamento inspirado no princípio das cintas metálicas nas pipas de madeira, permitindo uma escavação em torno do mesmo com cerca de 25 m de profundidade, conforme ilustrado na Figura 12. Os deslocamentos horizontais máximos registados não foram superiores a 13 mm, correspondendo a uma relação entre profundidade da escavação e deslocamento horizontal de cerca de $H/1900$, descrito por Pinto et al. (2001, 2002a, 2002b).



Fig. 12 – Contenção periférica do Palácio Sotto Mayor (Pinto et al., 2001, 2002a e 2002b).

Como outras obras de escavação e contenção complexas e dispendiosas de elevada área em planta e grande profundidade, igualmente junto à Av. Fontes Pereira de Melo, muito condicionadas pela presença da importante e sensível galeria da Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa, construída

a céu aberto, dispendo de abóboda em betão simples e de reduzido recobrimento com materiais de aterro, podem ser destacadas:

- a) O edifício de escritórios FPM41, descrito por Pinto et al. (2017), dispendo de seis pisos enterrados, que justificou o recurso a três níveis de bandas inclinadas (por razões arquitetónicas), vencendo um vão de cerca de 70 m, paralelo à Av. Fontes Pereira de Melo, conforme ilustrado na Figura 13. Os deslocamentos horizontais máximos não foram superiores 35 mm, correspondendo a uma relação entre profundidade da escavação (22 m) e deslocamento horizontal de cerca de $H/600$, tendo os mesmos sido muito condicionados pelo facto de a obra de escavação ter sido interrompida, por razões extra técnicas e durante um período de cerca de seis meses, coincidente com um inverno rigoroso, sem a execução do primeiro nível das bandas de laje. Esta situação conduziu que quando os trabalhos de escavação foram retomados o valor do deslocamento horizontal fosse já superior a 20 mm, ou seja, a solução de travamento com recurso a bandas de laje permitiu que durante a evolução da escavação para a sua cota final o incremento do deslocamento horizontal fosse, na realidade, inferior a 15 mm, permitindo assegurar os exigentes critérios definidos pelo Metropolitano de Lisboa para o interior das suas galerias. Destaca-se ainda que face ao vão de cerca de 70 m que as bandas de laje tiveram de acomodar, a importância de as paredes perpendiculares estarem previamente preparadas para resistir às forças de reação mobilizadas nas extremidades das bandas de laje. Esta situação determinou a necessidade de as cortinas de estacas nos alçados perpendiculares serem revestidas com paredes em betão armado, antes da escavação do terreno sob a totalidade do vão das bandas de laje.



Fig. 13 – Contenção periférica no edifício FPM41 (Pinto et al., 2017).

- b) O Hotel ME – Meliã, relatado por Fartaria et al. (2021a, 2022) dispendo de três pisos semienterrados e três pisos enterrados, que justificou o recurso a três níveis de bandas horizontais, vencendo um vão de cerca de 40 m paralelo à Av. Fontes Pereira de Melo (sob a qual se localiza a galeria da Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa) e à Av. António Augusto Aguiar (sob a qual se localiza um dos acessos ao Túnel rodoviário do Marquês). Nesta solução o facto de as três bandas de laje superiores corresponderem a pisos semienterrados determinou a necessidade de criar dispositivos de transferência de carga para a parede de contenção periférica do lado Nascente, Rua de São Sebastião da Pedreira, em particular escoras metálicas inclinadas e uma vela provisória em betão armado, conforme ilustrado na Figura 14. Os deslocamentos horizontais máximos registados não foram superiores a 13 mm, correspondendo a uma relação entre a profundidade máxima da escavação (25 m) e deslocamento horizontal de cerca de $H/1900$, tendo sido condicionados pelos níveis de travamento abaixo das bandas de laje, executados com recurso a ancoragens provisórias.

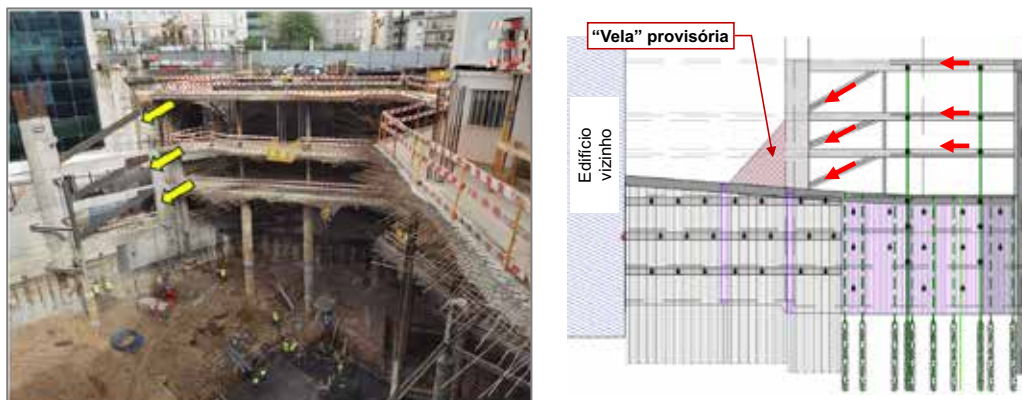


Fig. 14 – Contenção periférica no edifício do Hotel ME - Meliã, travada por bandas de laje. Vista dos mecanismos de transferência das reações das bandas ao nível dos pisos semienterrados (Fartaria et al., 2021a e 2022).

Por último, destaca-se a solução de travamento com recurso a minibandas de laje, aplicada a uma escavação de reduzida área em planta, cerca de $20 \times 20 \text{ m}^2$, para a construção dos dois pisos enterrados do New Style Lisbon Hotel, localizado no cruzamento da Rua Álvaro Coutinho com a Av. Almirante Reis, em Lisboa, conforme ilustrado na Figura 15. A reduzida área em planta da escavação, associada à proximidade à importante e sensível galeria da Linha Verde do Metropolitano de Lisboa, construída a céu aberto sob a Av. Almirante Reis, dispõem de abóboda em betão simples e de reduzido recobrimento, conduziu ao recurso a uma solução de travamento através de minibandas de laje. Estas minibandas correspondem a vigas com flexão no sentido horizontal, a integrar na estrutura dos pisos enterrados, dispondo de um vão correspondente ao afastamento entre os escoramentos provisórios de canto. Esta solução distingue-se da solução de bandas de laje pela sua reduzida largura em planta e, em consequência, ausência de necessidade de apoios provisórios no bordo livre. Os valores dos deslocamentos horizontais foram inferiores a 10 mm, correspondendo a uma relação entre a profundidade da escavação (7 m) e o deslocamento horizontal de cerca de $H/700$. No futuro esta solução poderá vir a ser melhorada se os escoramentos de canto puderem vir a ser embebidos nas lajes dos pisos enterrados, através do recurso a perfis metálicos com altura máxima compatível ou a elementos em betão armado.

2.4 – Contrafortes

As soluções de travamento com recurso a contrafortes têm, à presente data, sido as menos utilizadas, sobretudo pelo seu forte impacto na arquitetura e na estrutura dos pisos enterrados. Constitui exceção o caso do Lumen Hotel (ex Hotel Avedon), situado no cruzamento da Rua Sousa Martins com a Rua Andrade Corvo, em Lisboa, descrito por Fartaria et al. (2021b). Na zona de logradouro deste Hotel, área permeável do lote por imperativos camarários, foi executada uma parede de contenção periférica em cortina de estacas, travada na fase de escavação por ancoragens provisórias e na fase definitiva por contrafortes, construídos de baixo para cima, de forma a permitir a desativação das referidas ancoragens, conforme ilustrado Figura 16.

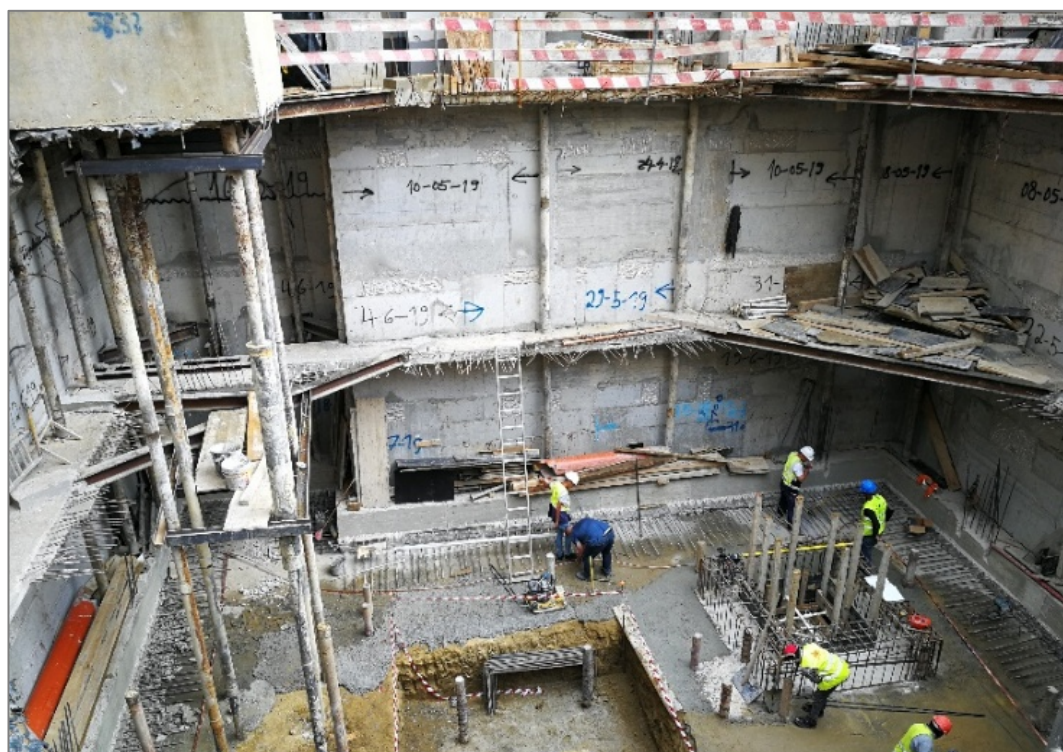


Fig. 15 – Contenção periférica no edifício do New Style Lisbon Hotel, travada por minibandas de laje.

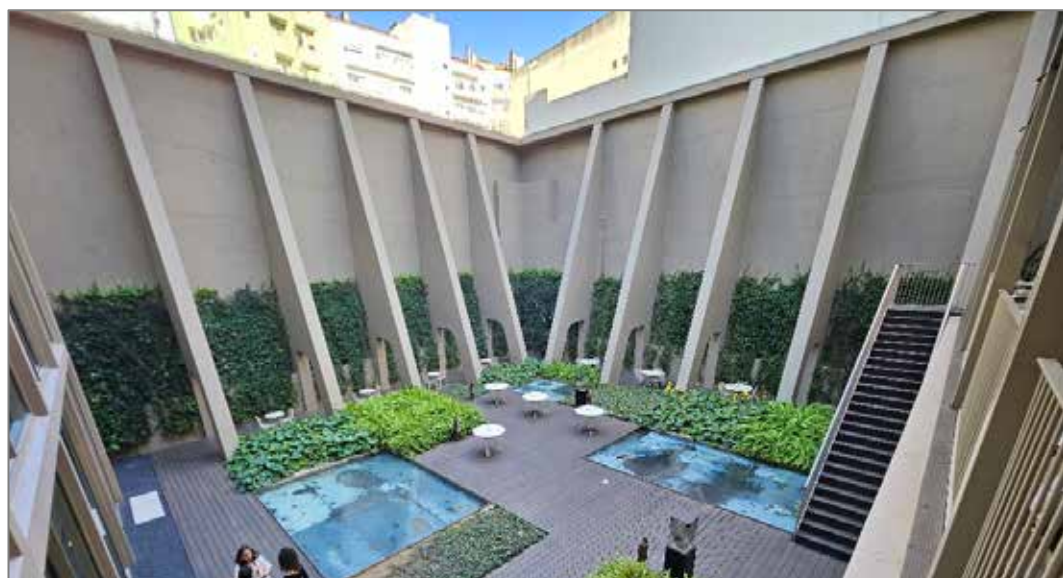


Fig. 16 – Contenção periférica no edifício do Hotel Lumen, travada por contrafortes na zona do logradouro (Fartaria et al., 2021b).

3 – ANÁLISE COMPARATIVA

Na sequência do exposto no capítulo anterior, no Quadro 1 apresenta-se uma análise qualitativa comparativa das quatro soluções de travamento descritas, tendo por base critérios de natureza técnica, económica e de condicionamentos associados às condições de vizinhança.

Quadro 1 – Análise comparativa das diversas soluções de travamento descritas.

Análise	Escoras	Ancoragens	Bandas Laje	Contrafortes
Técnica	↔	↔	↑	↑
Económica	↔	↑	↔	↔
Vizinhança	↑	↓	↑	↓↑

↑ Vantajosa ↔ Neutro ↓ Desvantajosa

De acordo com o mesmo Quadro 1 podem ser destacadas as soluções com recurso a bandas de laje, as quais, pelo balanço entre vantagens e desvantagens, se prevê continuem a ser utilizadas com cada vez maior frequência, tendo por base a tendência para a progressiva continuação da ocupação do subsolo em meio urbano, a qual penaliza o recurso a soluções de travamento como as ancoragens. Por outro lado, o recurso a soluções de travamento com escoramentos provisórios condiciona igualmente a escavação e, ao contrário da solução de bandas de laje, não permite a sua integração na estrutura definitiva dos pisos enterrados.

Os condicionamentos associados aos trabalhos de escavação sob as bandas de laje poderão ser mitigados através do planeamento rigoroso do funcionamento do estaleiro que permita a otimização da logística associada à operação dos equipamentos de escavação, intimamente associados à conceção da solução. Na Figura 17 apresenta-se o exemplo de uma obra em que a parede de contenção periférica foi travada por bandas de laje e por treliças em estrutura metálica (na zona das rampas inclinadas) e os equipamentos de escavação foram constituídos por duas pequenas máquinas giratórias, a executar a maioria dos trabalhos de escavação, e uma máquina giratória com braço de elevado alcance, sempre estacionada sobre a banda de laje superior, junto à entrada do estaleiro da obra, tendo como principal função retirar os materiais do fundo da escavação e carregar os camiões que estacionavam igualmente sempre sobre um mesmo troço de banda de laje localizado junto à entrada do estaleiro da obra (Pinto e Xavier, 2010). As bandas de laje sobre as quais estacionaram e operaram os equipamentos descritos foram devidamente reforçadas estruturalmente e ao nível do número de microestacas de apoio das mesmas.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente artigo é destacada a importância do desempenho das soluções de travamento no comportamento das paredes de contenções periféricas, em particular quando localizadas em meio urbano. Este assunto tem vindo a ganhar relevância nos últimos anos devido à cada vez maior ocupação do subsolo por estruturas e infraestruturas enterradas, cenário que tem justificado a tendência para o recurso a soluções de travamento das paredes de contenção periférica por bandas de laje, em detrimento de soluções mais tradicionais, como escoramentos e ancoragens. Recentemente e em paralelo, em algumas obras de escavação e contenção periférica tem-se observado um desempenho insatisfatório dos travamentos com recurso a ancoragens, na maioria dos casos como consequência do procedimento de reinjeção adotado (IR), situação que, a manter-se, poderá contribuir para acelerar a tendência acima descrita.



Fig. 17 – Exemplo da logística otimizada associada a trabalhos de escavação em obra em que a parede de contenção periférica foi travada por bandas de laje (Pinto e Pita, 2010).

Por último, considera-se importante destacar os seguintes pontos:

- i) O desempenho das paredes de contenções periféricas depende tanto das paredes, como das soluções de travamento, funcionando ambas como um sistema único.
- ii) A instrumentação e controlo de execução em obra são decisivos para validar, em tempo útil, o comportamento previsto para as soluções de contenção periférica, em particular em meio urbano, onde o risco é, tendencialmente, cada vez maior.
- iii) A conceção e o projeto de soluções de travamento das paredes de contenção periférica com recurso a bandas de laje recomendam a necessidade de uma indispensável e atempada interação entre a definição do modo de execução da obra e os projetos, em particular as especialidades de arquitetura, drenagem, estruturas e fundações, escavação e contenção periférica.

5 – AGRADECIMENTOS

O autor agradece à Comissão Organizadora do 19º Congresso Nacional de Geotecnia o convite para a palestra que determinou a redação do presente artigo. Agradece igualmente aos Editores da Revista Geotecnia a oportunidade para a publicação do artigo.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bustamante, M.; Doix, B. (1985). *Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés*. Bulletin Liaison Laboratoire Ponts e Chaussées nº140, pp 75-92.

- Estorninho, D. (2020). *Soluções de escavação e contenção periférica em edifício na Av. 24 de Julho, em Lisboa*. Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 80 p.
- Farinha, J. S. B. (s.d.). *Obras de Construção do Metropolitano de Lisboa. 1955-1993, Caderno nº5*. Metropolitano de Lisboa. 347 p.
- Fartaria, C.; Lopes, M.; Pinto, A.; Carvalho, N. (2022). *Soluções de Escavação e Contenção Periférica em Lisboa – Hotel Meliã* - COBRAMSEG 2022 – XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, XI Congresso Luso Brasileiro, Campinas - SP, Brasil. Volume 1. 2022 – 145532, Sessão Paralela 29 – Inovação e Tecnologia em Geotecnia Urbana. ISBN: 978-65-89463-30-6.
- Fartaria, C.; Carvalho, N.; Pinto, A.; Gomes, J. (2021a). *Soluções de escavação e contenção periférica para a construção dos pisos enterrados do hotel Meliã, Lisboa*. XVII Congresso Nacional de Geotecnia - Sessão 10B: Fundações, escavações, taludes e obras subterrâneas, LNEC, Lisboa.
- Fartaria, C.; Pinto, A.; Silva, C. (2021b). *Soluções de Escavação e Contenção Periférica adotadas no Hotel Avedon, em Lisboa*. Sessão 10B: Fundações, escavações, taludes e obras subterrâneas. Novembro 2021, LNEC, Lisboa.
- Fernandes, M. M. (2010). *Deep Urban Excavations in Portugal: Practice, Design, Research and Perspectives*. Soils and Rocks, 33 (13), pp. 115-142. <https://doi.org/10.28927/SR.333115>
- Instituto Português da Qualidade (2016). NP – EN 1537. Execução de Obras Geotécnicas Especiais. Ancoragens no Terreno.
- Ministério de Fomento de Espanha (2005). Guia para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera.
- Pinto, A.; Ferreira, S.; Barros, V.; Costa, R.; Lopes, P.; Dias, J. (2001). *Sotto Mayor Palace – Design and performance of a deep excavation*. Proceedings of XVth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, pp. 1237-1240.
- Pinto, A.; Ferreira, S.; Lopes, P.; Dias, J.; Costa, R.; Almeida, F. (2002a). *Palácio Sotto Mayor – Conceção e Comportamento de Uma Escavação Profunda*. Revista Geotecnia, nº 95, pp. 85-97. https://doi.org/10.14195/2184-8394_95_7
- Pinto, A.; Ferreira, S.; Barros, V.; Costa, R.; Lopes, P.; Dias, J. (2002b). *Sotto Mayor Palace – Design and Performance of Retaining and Underpinned Structures*. The First FIB Congress 2002, Osaka - Japan, pp. 43-48, Session 3 – Recent Contribution of Concrete to Tunnel and Underground Structures.
- Pinto, A.; Pereira, A.; Villar, M. (2006). *Biblioteca e Arquivo Municipal de Lisboa. Escavação de Grande Profundidade*. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica: Desafios na Estabilização de Encostas Naturais e Escavações, Curitiba – PR, Brasil, pp. 2389-2394 - Vol. 4.
- Pinto, A.; Pereira, A.; Cardoso, D.; Sá, J. (2008). Sana Torre Vasco da Gama Royal Hotel: Soluções Geotécnicas. XI Congresso Nacional de Geotecnia, Universidade de Coimbra, pp. 423-430 - Vol. 3, Melhoramento e Reforço de Maciços.
- Pinto, A.; Pereira, A.; Cardoso, D.; Sá, J. (2009). Ground Improvement solutions at Sana Vasco da Gama Royal Hotel. 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, October 2009, Alexandria, Egypt, Volume 3 - 4A - Ground Improvement, Grouting and Dredging, pp. 2180-2183.

- Pinto, A.; Pita, X. (2010). Soluções de Contenção Periférica e de Recalçamento de Fachadas do Edifício na Av. da República nº25 – Lisboa. Encontro Nacional BE2010, LNEC - Lisboa, Portugal, pp. 349-351 (resumo alargado), Tema 5 - Realizações.
- Pinto A.; Pereira A.; Cardoso D.; Sá J. (2013). Torre Vasco da Gama Myriad Sana Hotel: Soluções de Tratamento de Solos, Contenção Periférica e Fundações. Revista Fundações e Obras Geotécnicas, nº33, pp. 58-66.
- Pinto, A.; Fartaria, C.; Pita, X.; Tomásio, R. (2017). FPM41 high rise building in central Lisbon: innovative solutions for a deep and complex excavation. 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, September 2017, Seoul, Korea, pp 2029 – 2032, TC 207 (Soil Structure). ISBN 978-89-952197-5-1.
- Rollo, M. F. (1999). Um Metro e Uma Cidade – História do Metropolitano de Lisboa. 1885-1975, Metropolitano de Lisboa, ISBN 972-8588-01-1, 485 p.
- Soares, L. L. (2003). Edgar Cardoso, Engenheiro Civil. FEUP Edições, ISBN 972-752-061-8, 370 p.

METAMODELOS EM ENGENHARIA GEOTÉCNICA: APLICAÇÃO À RETROANÁLISE DE ESTRUTURAS GEOTÉCNICAS

Metamodels in Geotechnical Engineering: an application to the back-analysis of geotechnical structures

David M. G. Taborda^a, António M. G. Pedro^b, Manuel Matos Fernandes^c, Jorge Almeida e Sousa^d

^a Departamento de Engenharia Civil & Ambiente, Imperial College London, Reino Unido

^b Departamento de Engenharia Civil, ISISE, ARISE, Universidade de Coimbra, Portugal

^c Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Portugal

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

RESUMO – Este artigo apresenta uma metodologia para efetuar a retroanálise de estruturas geotécnicas complexas recorrendo a metamodelos. A validação do método é efetuada através da análise da escavação multi-escorada executada para a estação de Tottenham Court Road, em Londres. Para o efeito, foi criada uma base de dados com 1943 análises de elementos finitos, nas quais se variaram 18 parâmetros do modelo, designadamente o coeficiente de impulso em repouso, e os parâmetros de rigidez dos solos e das escoras. Seis metamodelos foram treinados, um por fase de escavação, tendo-se obtido em todos coeficientes de determinação superiores a 0,977. Os parâmetros com maior influência nos deslocamentos da parede foram identificados através de um estudo de sensibilidade baseado em índices de Sobol. Por último, através do acoplamento dos metamodelos a um algoritmo genético, foi efetuada uma retroanálise com base na deformada da parede. Os parâmetros calibrados foram verificados recorrendo a um modelo numérico independente, confirmando a fiabilidade do processo proposto e a sua adequação à implementação do método observacional.

ABSTRACT – This paper presents a methodology for the back-analysis of complex geotechnical structures using metamodels, illustrated through the multi-propped deep excavation at Tottenham Court Road station, London. A database of 1943 finite element analyses was generated by varying 18 model parameters, from which six metamodels were trained, one per excavation phase, achieving coefficients of determination exceeding 0.977 on the test dataset. The parameters with the greatest influence on the wall movements were identified through a global sensitivity study based on Sobol indices. Back analysis of the deep excavation was performed by coupling the metamodels with a genetic algorithm. The calibrated parameters were verified against an independent finite element model, confirming the reliability of the proposed workflow and its suitability for implementation within the observational method.

Palavras Chave – escavações profundas, metamodelos, método observacional.

Keywords – deep excavations, metamodels, observational method.

E-mails: d.taborda@imperial.ac.uk (D. Taborda), amgpedro@dec.uc.pt (A. Pedro), mfern@fe.up.pt (M. Fernandes), jas@dec.uc.pt (J. Sousa)

ORCID: orcid.org/0000-0001-5391-2087 (D. Taborda), orcid.org/0000-0003-0271-7243 (A. Pedro), orcid.org/0000-0003-2661-9357 (M. Fernandes), orcid.org/0009-0000-0040-4783 (J. Sousa)

1 – INTRODUÇÃO

A modelação numérica de estruturas geotécnicas por elementos finitos constitui atualmente uma ferramenta incontornável na prática da engenharia geotécnica, permitindo simular problemas de elevada complexidade que envolvem geometrias irregulares, condições de carregamento e de fronteira variáveis, sequências construtivas detalhadas e comportamento não-linear dos solos. No entanto, e apesar dos avanços verificados nas últimas décadas ao nível dos recursos computacionais disponíveis, a execução de modelos numéricos de elevada fidelidade continua a implicar tempos de cálculo que podem variar entre minutos e horas por análise. Esta limitação torna proibitiva a execução das centenas ou milhares de análises que seriam necessárias para, por exemplo, realizar estudos de otimização, quantificar a variabilidade da resposta de uma estrutura, ou proceder à sua retroanálise de forma sistemática e objetiva. Neste contexto, os metamodelos emergem como uma alternativa computacionalmente eficiente, permitindo substituir modelos numéricos de elevada fidelidade por aproximações matemáticas com reduzido custo de avaliação (Forrester et al., 2008; Kudela e Matousek, 2022; Sheil et al., 2026). Devidamente treinados, estes modelos permitem realizar, em segundos, análises que de outro modo necessitariam de dias de computação.

Em engenharia geotécnica, a retroanálise é um problema inverso de particular importância e dificuldade, resultante não só da natureza inerentemente variável e complexa dos solos, mas também da não-unicidade das soluções, da presença de ruído nas medições (Ledesma et al., 1996) e do elevado custo computacional associado a cada avaliação do modelo numérico (Finno e Calvello, 2005; Ferrero et al., 2023). Métodos tradicionais de retroanálise, como o ajuste manual por tentativa-e-erro (Pedro, 2007; Yeow et al., 2014; Chen, 2018) ou abordagens baseadas em otimização acopladas a modelos de elementos finitos (Finno e Calvello, 2005; Rechea et al., 2008), são geralmente limitados a espaços de parâmetros de baixa dimensionalidade, dada a necessidade de manter o número de avaliações do modelo dentro de limites praticáveis.

A substituição do modelo de elementos finitos por um metamodelo durante o processo de retroanálise resolve este problema de forma eficiente: uma vez gerado e validado o metamodelo, o algoritmo de otimização pode avaliar milhares de combinações de parâmetros em tempo (quase) real, tornando a retroanálise não só mais rápida, mas também mais objetiva e sistemática (Ferrero et al., 2023). Esta abordagem é particularmente relevante no contexto do método observacional (Peck, 1969; Finno e Calvello, 2005; Yeow et al., 2014), segundo o qual os parâmetros constitutivos são progressivamente refinados com base em dados de monitorização recolhidos durante a construção, permitindo atualizar as previsões de desempenho e, quando justificado, introduzir modificações ao projeto com poupanças em termos de tempo e de custo.

O presente artigo descreve o processo completo para a criação e utilização de metamodelos na retroanálise de estruturas geotécnicas. A metodologia é ilustrada através de um caso de estudo real: a escavação profunda multi-escorada executada para a estação de *Tottenham Court Road (TCR)*, em Londres. Este caso, descrito em detalhe por Yeow et al. (2014), Chen et al. (2015) e Chen (2018), ilustra a aplicação do método observacional em engenharia geotécnica em meios urbanos, no qual condições geotécnicas mais favoráveis do que as inicialmente previstas permitiram a supressão de um nível de escoramento, com significativas poupanças em termos de tempo e custo de construção.

2 – DEFINIÇÕES E APLICAÇÕES DE METAMODELOS

Um metamodelo é uma construção matemática que aproxima a relação entre um conjunto de variáveis de input, θ , e um ou mais valores de output, y , através de um modelo físico ou numérico, assumido neste contexto como sendo “verdadeiro”. Um modelo de elevada fidelidade — representado aqui como $y = f(\theta)$ — requer geralmente um esforço computacional significativo (por exemplo, devido ao uso do método dos elementos finitos) que se pretende minimizar através da sua aproximação por um metamodelo $\hat{y} = \hat{f}(\theta)$, cuja avaliação tem custo computacional negligenciável. A criação do metamodelo é feita a partir de um conjunto relativamente limitado de

observações $\{\theta_i, y_i\}$, obtidas através da avaliação do modelo original $f(\theta)$, com o objetivo de se tornar suficientemente preciso no domínio de análise (Sacks et al., 1989; Forrester et al., 2008; Kudela e Matousek, 2022). De forma geral, a criação de um metamodelo envolve as seguintes operações: (i) definição do domínio das variáveis de *input* e da estratégia de amostragem; (ii) geração da base de dados de suporte ao metamodelo através da execução de simulações numéricas nos pontos da amostra, visando avaliar a resposta do modelo; e (iii) construção e validação do metamodelo. Para cada uma destas etapas existem várias técnicas que podem ser adotadas, cuja descrição, fora do âmbito deste artigo, pode ser encontrada em Simpson et al. (2001), Kudela e Matousek (2022), Forrester et al. (2008) e Sheil et al. (2026), entre outros.

O primeiro tipo de metamodelo a ganhar importância em engenharia geotécnica tinha como propósito substituir diretamente modelos constitutivos (Ghaboussi et al., 1991; Hashash et al., 2004; Masi et al., 2021; Cerek et al., 2025). Como descrito por Sheil et al. (2026), estes metamodelos podem ser baseados somente em dados ou incorporar restrições que são introduzidas para assegurar consistência com leis físicas — por exemplo, leis termodinâmicas, como em Masi et al. (2021) — garantindo assim uma melhor capacidade de generalização quando o número de observações é reduzido. Com o aumento da disponibilidade de recursos computacionais e com o desenvolvimento de rotinas de automação de análises de elementos finitos através de Interfaces de Programação de Aplicações (API), tornou-se possível a geração de grandes volumes de dados relativos a estruturas geotécnicas. Este processo, apesar de ser praticamente automatizado, exige um esforço computacional substancial e volumes consideráveis de dados, tornando pouco viável o seu uso quando estão envolvidos dezenas de *inputs*, dada a implicação direta no número de análises necessárias para a criação deste tipo de metamodelos.

Quadro 1 – Classificação proposta para metamodelos de acordo com a sua aplicação.

Componente do modelo	Otimização	Variabilidade	Retroanálise
Geometria	Variável	Constante	Constante
Condições geotécnicas	Constante	Variável	Constante
Parâmetros constitutivos	Constante	Constante	Variável

Neste contexto, uma possível classificação de metamodelos para substituição de análises de elementos finitos de acordo com a sua finalidade está descrita no Quadro 1, na qual são consideradas três componentes específicas de problemas geotécnicos: a “geometria” — que engloba não só as dimensões da estrutura, mas também o faseamento construtivo, as condições de carregamento e os níveis de escoramento —, as “condições geotécnicas” — que incluem, por exemplo, parâmetros de estado como perfis de grau de sobreconsolidação ou de compacidade relativa para argilas e areias, respetivamente —, e os “parâmetros constitutivos” — onde se incluem todos os parâmetros necessários à definição do comportamento de um material. Com base nestas três componentes, uma primeira categoria de metamodelos, aqui designada por “otimização”, pode ser identificada. Estes metamodelos são adequados para a simulação de estruturas geotécnicas em depósitos relativamente bem caracterizados, tanto ao nível da estratigrafia como dos parâmetros constitutivos, mas com geometria variável. Aplicações deste tipo de metamodelos incluem previsões de, por exemplo, deformações associadas a paredes multi-escoradas (Kung et al., 2007; Yang et al., 2026), capacidade de carga de fundações por caixão de sucção (*suction buckets*) sujeitas a condições de carregamento generalizado (Zhang et al., 2020; Yin et al., 2023; Ruiz López et al., 2025), comportamento de muros-cais (Cerek et al., 2026), desempenho térmico de coletores solares integrados em pavimentos rodoviários (Ghalandari et al., 2024), ou deslocamentos induzidos pela escavação de poços profundos em Londres (Ruiz López et al., 2024). Por exemplo, esta última aplicação permite de forma instantânea calcular os deslocamentos verticais e horizontais tanto à superfície como em profundidade induzidos pela escavação de poços, substituindo desta forma as expressões empíricas propostas por New e Bowers (1994) e, mais recentemente, por Taborda et al. (2025), que,

curiosamente, foram obtidas com base em simulações numéricas e que constituem, em si mesmas, uma forma de metamodelo. Assim, esta classe de metamodelos para “otimização” é particularmente relevante em fases preliminares de projeto, designadamente em estudos de viabilidade em que existe algum conhecimento das condições geotécnicas — tipicamente limitado — mas ainda não existe uma solução de engenharia pré-definida.

O segundo tipo de metamodelos, denominado de “variabilidade”, considera estruturas geotécnicas com geometria e parâmetros constitutivos definidos instaladas em maciços cujas características geotécnicas — estratigrafia, grau de sobreconsolidação ou compacidade relativa, posição do nível freático, entre outras — diferem de local para local. Exemplos deste tipo de aplicação incluem fundações *offshore*, nas quais uma solução específica é aplicada em vários locais pertencentes a áreas geográficas extensas, resultando em possíveis variações nos perfis geotécnicos entre diferentes instalações. No metamodelo para caixões de sucção descrito por Ruiz López et al. (2025), para além das várias configurações geométricas consideradas, a densidade relativa da areia é incluída como *input*, permitindo que o metamodelo seja aplicado a múltiplos perfis geotécnicos. Esta flexibilidade torna estes modelos úteis em fases preliminares de projeto, em que não é economicamente viável realizar análises detalhadas para todas as condições geotécnicas encontradas num dado projeto. A aplicação desta categoria de metamodelos exige, no entanto, a adoção de modelos constitutivos suficientemente avançados para os diversos materiais, uma vez que estes devem ser capazes de reproduzir o comportamento do solo independentemente das suas condições *in situ* utilizando apenas um conjunto de parâmetros. Esta exigência poderá explicar, em parte, a menor prevalência deste tipo de metamodelos na literatura em comparação com as restantes categorias.

Por último, nos metamodelos de “retroanálise” é assumido que tanto a geometria como as condições geotécnicas do problema são conhecidas, e que a incerteza surge ao nível da definição dos parâmetros constitutivos. Estes metamodelos permitem estudar a sensibilidade da resposta de uma estrutura geotécnica — expressa em termos de assentamentos, deformações de uma parede, forças numa escora ou capacidade de carga de uma fundação, entre outros — aos parâmetros constitutivos adotados para os diversos materiais. Esta característica permite que sejam utilizados na solução de problemas inversos (Ledesma et al., 1996; Calvello e Finno, 2005), ou de retroanálise, nos quais o comportamento observado em campo é utilizado para calibrar parâmetros constitutivos, seja por tentativa-e-erro, seja através do acoplamento do metamodelo com um algoritmo de otimização. Esta abordagem tem enorme potencial em engenharia geotécnica, uma vez que os parâmetros de modelos constitutivos são, por natureza, de difícil calibração, refletindo o facto de serem aproximações do comportamento de solos que é inerentemente variável e complexo. Adicionalmente, a redução substancial do custo computacional proporcionada pelos metamodelos em relação aos modelos numéricos tradicionalmente utilizados para gerar os dados de treino implica que o processo de retroanálise pode ser executado em tempo (quase) real, tirando partido de esquemas de monitorização contínua. Esta capacidade é fundamental para a implementação do método observacional (Peck, 1969; Finno e Calvello, 2005; Yeow et al., 2014), permitindo obter previsões de desempenho futuro com base em parâmetros constitutivos progressivamente mais refinados, e para o desenvolvimento de sistemas de manutenção proativa e de alerta precoce. Consequentemente, é possível encontrar na literatura múltiplos exemplos deste tipo de metamodelos, incluindo aplicações à retroanálise de monoestacas (Pirrone e Taborda, 2023) e de escavações profundas escoradas (Cañavate-Grimal et al., 2015; Ferrero et al., 2023). Dadas as suas características, este tipo de metamodelos é mais frequentemente utilizado nas fases de construção ou operação da estrutura, tanto de forma independente como no contexto de gémeos digitais (*digital twins*).

Com o avanço dos recursos computacionais, prevê-se a criação de metamodelos mais robustos, capazes de lidar com *inputs* e *outputs* cada vez mais alargados, tornando-os aptos para auxiliar em todas as fases de um projeto, desde o pré-dimensionamento até à operação e manutenção. Um exemplo inicial de um metamodelo com maior generalidade é apresentado por Sanchez Fernandez

et al. (2025). Neste, pode simular-se o comportamento de estacas permutadoras de calor, sendo possível variar a configuração dos tubos permutadores, o carregamento térmico, assim como o comprimento e o diâmetro das estacas (“otimização”), a temperatura inicial do maciço e a sua estratigrafia (“condições geotécnicas”), para além da condutividade térmica de cada material (“retroanálise”). Esta diversidade de *inputs* é viável devido à natureza relativamente simples do problema de uma estaca isolada permutadora de calor, instalada num maciço onde ocorre fluxo de calor apenas por condução.

3 – MODELO NUMÉRICO

Para ilustrar a aplicação de metamodelos à retroanálise de estruturas geotécnicas, foi selecionado o caso da escavação da estação de *Tottenham Court Road (TCR)*. Esta estação, localizada no centro da cidade de Londres, Reino Unido, foi extensamente ampliada no âmbito do projeto *Crossrail* (denominado atualmente como *Elizabeth Line*) pertencente ao sistema de metropolitano da cidade. Este projeto, um dos mais complexos da Europa na altura da sua execução, envolveu a construção de 42 km de túneis, ligando Reading e o aeroporto de Heathrow, no oeste de Londres, a Shenfield e Abbey Wood no leste da cidade. A estação *TCR* está localizada no trecho central do *Crossrail* e permite a transferência de passageiros para outras duas linhas de metro: *Central Line* e *Northern Line*. A escavação efetuada tem dimensões em planta de aproximadamente 41 m × 31 m, atingindo uma profundidade de cerca de 30 m, sendo contida lateralmente por paredes moldadas com 40 m de profundidade e 1,0 m de espessura. Inicialmente estava prevista a instalação de cinco níveis de escoras, mas, através da aplicação do método observacional - descrito em detalhe em Yeow et al. (2014) - verificou-se que as condições geotécnicas eram mais favoráveis do que o esperado. Assim, e tendo como suporte um estudo de retroanálise efetuado, considerou-se que o último nível de escoras podia ser suprimido em segurança, o que permitiu reduzir a duração do projeto em 4 semanas e gerou uma poupança de cerca de £700 000. A configuração final desta escavação está ilustrada na Figura 1, sendo que o quinto nível de escoras aparece indicado apesar de não ter sido instalado.

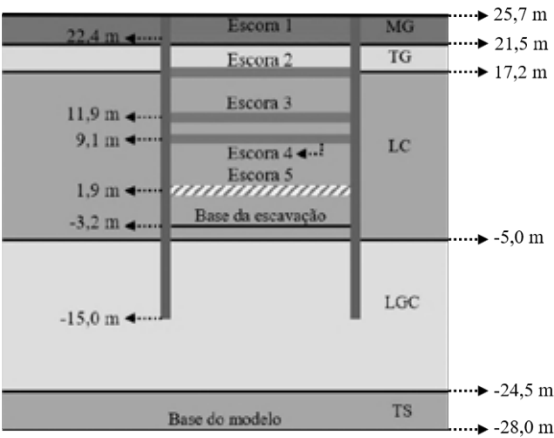


Fig. 1 – Geometria e estratigrafia da escavação para a estação *TCR*.

O perfil geotécnico encontrado no local é típico da zona central de Londres, tendo 8,5 m de depósitos superficiais (4,2 m de aterro - *Made Ground, MG* - e 4,3 m de depósitos fluviais - *Terrace Gravels, TG*), seguidos de 22,2 m de argila de Londres (*London Clay, LC*), 19,5 m de argila do grupo de *Lambeth (Lambeth Group Clay, LGC)* e 3,5 m de areias de *Thanet (Thanet Sand, TS)*.

Abaixo deste nível, que corresponde a uma profundidade de 53,7 m, encontra-se uma rocha branda, *Chalk*, que não é considerada na modelação descrita neste artigo. Como é típico em Londres, na zona em estudo observam-se dois níveis piezométricos distintos, formados devido à bombagem contínua de água do aquífero inferior. O nível mais superficial coincide com o topo da camada *TG*, enquanto o mais profundo encontrava-se, à data da execução do projeto, próximo do topo da camada *TS* (Yeow et al., 2014). Estas condições hidráulicas, juntamente com uma documentada redução em profundidade da permeabilidade dos solos *LC* e *LGC*, resultam no perfil distintamente não-linear reproduzido na Figura 2(a). Nas análises conduzidas neste trabalho, a permeabilidade destes dois solos é simulada no software PLAXIS usando o modelo de fluxo definido pelo utilizador (*User-defined flow model*, UDFM) IC MAGE FM01 (Taborda et al., 2023), calibrado para reproduzir a variação proposta por Avgerinos et al. (2016), por sua vez baseada na caracterização descrita em Hight et al. (2007):

$$\log_{10} k_v = 0,0215 \cdot (y - y_{LC}) - 9,427 \quad (1)$$

onde k_v é a permeabilidade do solo na direção vertical em m/s e y_{LC} é a cota do topo da camada *LC* (neste caso, 17,2 m).

A permeabilidade horizontal é admitida como sendo o dobro do valor definido pela Equação 1. Os restantes materiais (*MG*, *TG* e *TS*) são admitidos como tendo comportamento drenado. Em termos de lei constitutiva, o material *MG* é simulado como sendo linear elástico-perfeitamente plástico, com a sua resistência definida pelo critério de rotura de Mohr-Coulomb e plasticidade não-associada ($E = 10 \text{ MPa}$, $\nu = 0,2$, $\phi' = 30^\circ$, $\psi = 0^\circ$). O comportamento dos restantes solos (*TG*, *LC*, *LGC* e *TS*) é simulado usando o modelo constitutivo definido pelo utilizador (*User-defined soil model*, UDSM) IC MAGE M01 (Taborda et al., 2024a), que combina o modelo hipoeástico proposto por Taborda et al. (2016) com o critério de rotura de Mohr-Coulomb. As equações constitutivas são integradas recorrendo ao esquema de Euler modificado com sub-incrementação automática e controlo de erro proposto por Sloan (1987) e Sloan et al. (2001), conforme descrito em Taborda et al. (2024b). De acordo com este modelo, o módulo de distorção, G_{tan} , varia com a tensão média efetiva, p' , e o segundo invariante do tensor das extensões, E_d , de acordo com a equação:

$$G_{tan} = G_{ref} \cdot \left(\frac{p'}{p'_{ref}} \right)^{m_G} \cdot \left(RG_{min} + \frac{1 - RG_{min}}{1 + \left(\frac{E_d}{a} \right)^b} \right) \quad (2)$$

onde G_{ref} é o módulo de distorção máximo para uma tensão média efetiva de referência, p'_{ref} , m_G é um parâmetro que define a não-linearidade do aumento da rigidez com a tensão média efetiva, e a , b e RG_{min} são parâmetros que caracterizam a redução da rigidez com o nível de deformação, E_d . Esta, por sua vez, é calculada através de:

$$E_d = \left(\frac{4}{6} \cdot [(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2] + \gamma_{xy}^2 + \gamma_{xz}^2 + \gamma_{yz}^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3)$$

Uma expressão semelhante à equação 2 é utilizada para o módulo de compressibilidade volumétrica, K_{tan} , que varia de forma não-linear com a extensão volumétrica, ε_{vol} , de acordo com a equação:

$$K_{tan} = K_{ref} \cdot \left(\frac{p'}{p'_{ref}} \right)^{m_K} \cdot \left(RK_{min} + \frac{1 - RK_{min}}{1 + \left(\frac{|\varepsilon_{vol}|}{r} \right)^s} \right) \quad (4)$$

onde os parâmetros K_{ref} , m_K , r , s e RK_{min} têm significado equivalente ao dos parâmetros introduzidos na equação 2, e ε_{vol} é obtida por:

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \quad (5)$$

Os valores adotados para os diversos parâmetros do modelo são retirados de Gawecka et al. (2017) e estão reproduzidos no Apêndice A.

A parede moldada é simulada por elementos de viga elásticos, $E = 30 \text{ GPa}$ e $\nu = 0,2$, e a sua interação com o solo é assegurada por elementos de junta cuja resistência é definida pelo critério de rotura de Mohr-Coulomb, com parâmetros ϕ'_{int} e c_{int} , obtidos considerando um fator de redução $R_{int} = \tan \phi'_{int} / \tan \phi'_{solo} = c_{int} / c_{solo} = 2/3$, com $\psi_{int} = 0^\circ$. A rigidez destes elementos na direção tangencial, k_s , é definida pela seguinte lei não-linear (Bentley Systems, 2025):

$$k_s = \frac{G_{int,ref}}{t_{int}} \cdot \left(\frac{\sigma'_n}{\sigma'_{n,ref}} \right)^{m_{int}} = \frac{R_{int}^2 \cdot G_{solo,ref}}{t_{int}} \cdot \left(\frac{\sigma'_n}{\sigma'_{n,ref}} \right)^{m_{int}} \quad (6)$$

onde t_{int} é uma espessura virtual, m_{int} é um parâmetro que define a não-linearidade da relação entre k_s e a tensão efetiva normal ao elemento de junta, σ'_n (neste caso, coincidente com a direção horizontal), e $G_{solo,ref}$ é o módulo de distorção máximo do solo (equação 2 com $E_d = 0$) à profundidade para a qual $\sigma'_n = \sigma'_{n,ref}$.

Subsequentemente, a rigidez normal dos elementos de junta é obtida por:

$$k_n = k_s \cdot \left(2 \cdot \frac{1 - \nu_{int}}{1 - 2\nu_{int}} \right) \quad (7)$$

onde $\nu_{int} = 0,45$ (Bentley Systems, 2025).

As escoras adotadas, de acordo com Kwang e Chen (2025), consistem em secções circulares ocas de aço ($E = 200 \text{ GPa}$) colocadas sem pré-esforço e espaçadas 4 m na direção perpendicular ao plano de análise, com diâmetros externos e espessuras variáveis. Para os quatro níveis de escoramento instalados, os valores de rigidez axial teóricos, considerados como valores de referência para as análises apresentadas neste artigo, são $(EA)_1 = 10,1 \text{ GN}$, $(EA)_2 = 18,6 \text{ GN}$, $(EA)_3 = 19,1 \text{ GN}$ e $(EA)_4 = 33,4 \text{ GN}$. No entanto, deve ser salientado que Kwang e Chen (2025), depois de analisarem as forças registadas nas escoras devido a variações de temperatura, sugerem valores de rigidez efetiva entre 3,2% e 72,5% do valor teórico.

O estado de tensão inicial é gerado com base nos valores do peso volúmico, γ , de 18 kN/m^3 para o material MG e de 20 kN/m^3 para os restantes materiais, da pressão de água nos poros ilustrada na Figura 2(a) e do perfil do coeficiente de impulso em repouso, K_0 , representado na Figura 2(b) (Gawecka et al., 2017; Sailer et al., 2019). Tirando partido da simetria do problema e assumindo estado plano de deformação, apenas a sua metade direita é modelada, estando a fronteira esquerda do modelo coincidente com o eixo de simetria. A fronteira direita está localizada a $87,5 \text{ m}$ da parede, assegurando que a sua presença não tem impacto nos resultados obtidos. Os deslocamentos ao longo das fronteiras verticais foram restringidos na direção horizontal, enquanto na fronteira inferior todos os deslocamentos foram impedidos. O domínio de análise foi discretizado em 5511 elementos triangulares de 15 nós (Bentley Systems, 2025), com elementos de dimensões mais reduzidas nas imediações da parede, onde se esperam maiores gradientes de tensão, e dimensões progressivamente maiores nas zonas mais próximas da fronteira direita do modelo.

A Figura 3 ilustra as fases mais importantes da sequência construtiva, indicando a evolução da cota da base de escavação, sendo omitidas a Fase 1 (ativação dos elementos de viga que simulam a parede moldada), e as Fases 3, 5, 7 e 9, correspondentes à colocação dos diversos níveis de escoras.

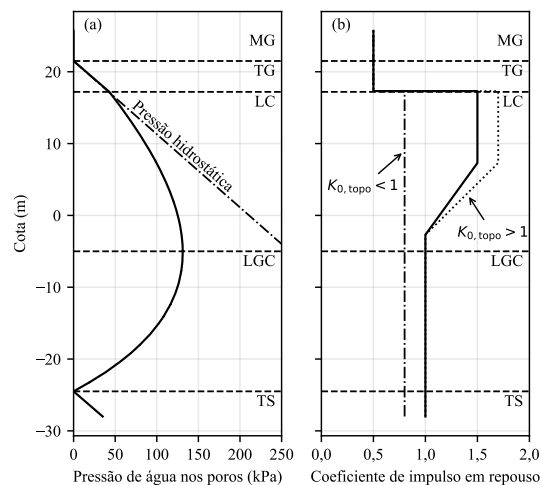


Fig. 2 – Condições iniciais da análise em termos de (a) pressão de água nos poros e (b) coeficiente de impulso em repouso, K_0 .

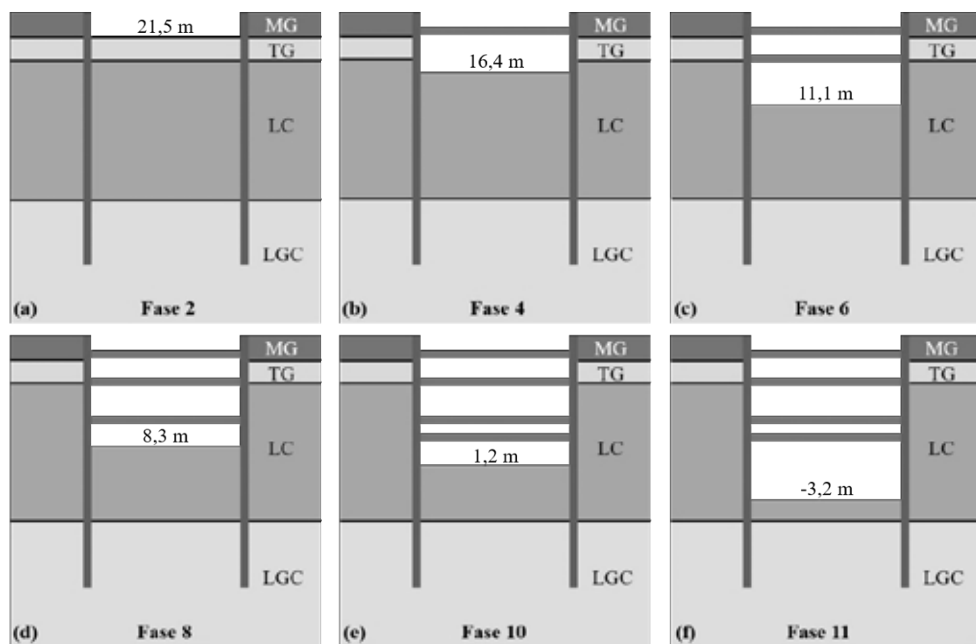


Fig. 3 – Ilustração das fases principais de escavação para a estação *TCR*.

4 – METAMODELOS

4.1 – Geração da base de dados

A primeira fase de geração do metamodelo para a escavação da estação *TCR* envolve a definição da amostragem do espaço de parâmetros. O número exato de amostras requerido é difícil de determinar e dependente de diversos fatores, como o número de dimensões do espaço (maior

dimensionalidade requer, em princípio, mais amostras) e a não-linearidade da função que se pretende aproximar com o metamodelo (gradientes mais elevados necessitam de maior densidade de amostras). Para a sua definição existem várias abordagens possíveis, com níveis diferentes de complexidade. No caso presente, recorre-se à amostragem por hipercubo latino (do inglês, *Latin Hypercube Sampling, LHS*) (McKay et al., 1979), segundo a qual cada dimensão do espaço é dividida em N intervalos – sendo N o número de amostras pretendido – aos quais é atribuída uma combinação. Este processo estratificado garante uma cobertura mais uniforme do espaço de parâmetros do que a amostragem aleatória simples (como por exemplo no Método de Monte Carlo) independentemente do número de amostras utilizado.

Uma abordagem mais robusta, resultante de desenvolvimentos recentes do *LHS*, consiste em aplicar o critério *MaxPro* (Joseph et al., 2020), que otimiza a distribuição dos pontos amostrais e permite a adição sequencial de amostras em lote sem descuidar a cobertura do espaço. Este processo possibilita iniciar a calibração do metamodelo com um número reduzido de amostras, que pode ser sequencialmente aumentado, caso a qualidade do metamodelo seja insuficiente, até se atingir o nível de desempenho desejado (Ruiz López et al., 2025). No entanto, tanto o método original *LHS* como o *MaxPro* regem-se apenas por critérios de cobertura do espaço, ignorando as características da função que está a ser aproximada, podendo por isso conduzir a esforço computacional adicional sem que tal resulte em melhorias substanciais da qualidade do metamodelo. Para evitar esta situação, Yang et al. (2026) propõem um método de amostragem adaptativa, denominado *CV-BASHES*, que usa inicialmente um número reduzido de amostras para calibrar o metamodelo. Subsequentemente, um metamodelo auxiliar é calibrado com base nos erros do metamodelo original. Através de um processo de otimização, são identificadas as regiões do espaço caracterizadas pelos erros mais elevados, procedendo-se à colocação de pontos amostrais adicionais nessas localizações. As novas observações são adicionadas às anteriores e um novo metamodelo é calibrado. O processo descrito acima é repetido até se atingir um nível desejado de desempenho do metamodelo, permitindo assim alcançar níveis elevados de eficiência com um esforço computacional reduzido. Este método tem ainda a vantagem de não requerer a definição *a priori* do número de amostras necessárias, uma vez que este é determinado automaticamente com base na função que se pretende aproximar.

No caso presente, o método *LHS* é utilizado para gerar 2000 amostras num espaço com as seguintes 18 dimensões (parâmetros): coeficiente de impulso em repouso, K_0 ; módulo de deformabilidade do material MG (E); os quatro parâmetros do modelo hipoeástico para o módulo de distorção das camadas TG , LC e LGC (G_{ref} , a , b e RG_{min}); e a rigidez axial dos quatro níveis de escora instalados nesta escavação (K_1 , K_2 , K_3 e K_4). Os parâmetros que definem o módulo de compressibilidade volumétrico não são alterados uma vez que a escavação decorre de forma não-drenada e, portanto, esta característica do solo não influencia os resultados obtidos. O espaço de variação dos parâmetros adotado está definido no Quadro 3 para cada um dos 18 parâmetros, sendo de notar que os valores de referência introduzidos anteriormente (Quadro A.1) se encontram contidos dentro dos limites definidos. Deve referir-se que quando o valor de $K_{0,topo}$ é inferior a 1,0, é adotado um perfil constante em profundidade para os materiais LC , LGC e TS , com $K_0 = K_{0,topo}$. No entanto, quando $K_{0,topo}$ é superior a 1,0, o K_0 no topo da camada LC assume esse valor até à cota de 7,3 m, sendo o declive da reta de transição ajustado por forma a que na base da camada LC e seguintes o K_0 permaneça inalterado ($= 1,0$), conforme ilustrado na Figura 2(b). Independentemente do valor de $K_{0,topo}$, não existe alteração no coeficiente de impulso nos materiais mais superficiais (MG e TG). Importa ainda salientar que o parâmetro a , que controla o nível de deformação para o qual a redução da rigidez é mais acentuada, foi amostrado numa escala logarítmica, garantindo assim que as diversas ordens de grandeza deste parâmetro se encontram uniformemente representadas. Por último, em vez de especificar diretamente a rigidez das escoras, o processo de amostragem gerou fatores multiplicativos independentes que, aplicados à rigidez de referência, permitem variar a magnitude desta quantidade em duas ordens de grandeza, podendo tanto aumentar como reduzir a rigidez original.

Quadro 3 – Limites mínimos e máximos das propriedades variadas no metamodelo.

Propriedade		Mínimo	Máximo
$K_{0,topo}$		0,75	1,75
MG	E	7,5 MPa	30 MPa
TG	G_{ref}	30 MPa	80 MPa
	a (†)	2×10^{-5}	2×10^{-2}
	b	0,5	2,0
	RG_{min}	0,01	0,30
LC	G_{ref}	40 MPa	90 MPa
	a (†)	2×10^{-5}	2×10^{-2}
	b	0,5	2,0
	RG_{min}	0,01	0,30
LGC	G_{ref}	40 MPa	90 MPa
	a (†)	2×10^{-5}	2×10^{-2}
	b	0,5	2,0
	RG_{min}	0,01	0,30
Escoras (†)	$(K/K_{ini})_{1,2,3,4}$	0,01	100,0

(†) distribuição uniforme numa escala logarítmica.

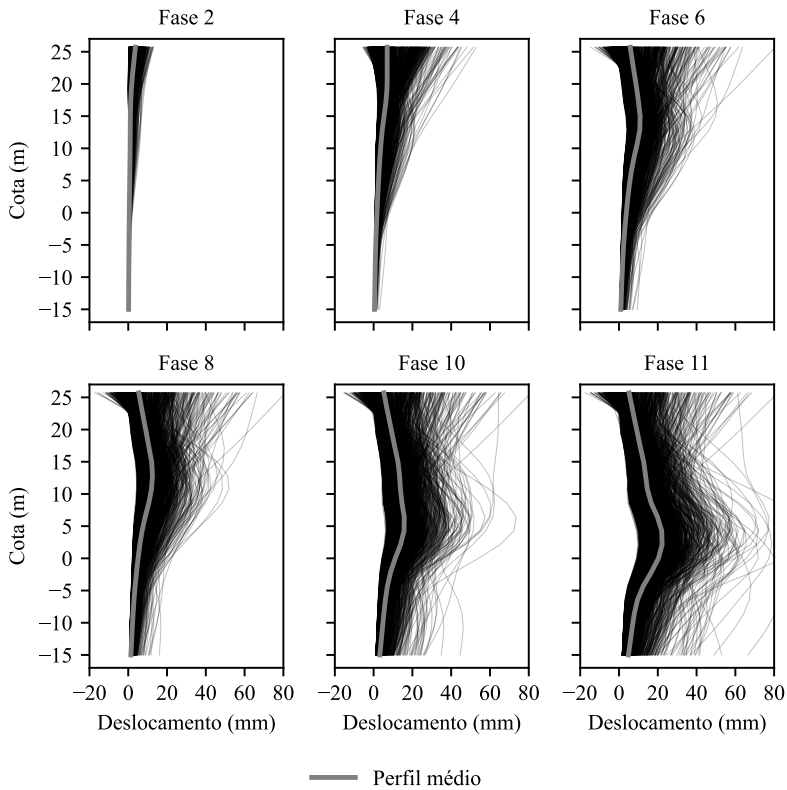


Fig. 4 – Resultados para as diversas fases de construção das 1943 análises por elementos finitos da escavação para a estação *TCR*.

Os 2000 modelos foram criados no PLAXIS 2024.3 de forma automática recorrendo à API para Python (Bentley Systems, 2025). Esta ferramenta permite igualmente efetuar a execução dos cálculos e o subsequente pós-processamento, com vista à criação de uma base de dados contendo, para cada combinação de parâmetros, os deslocamentos da parede calculados em 20 pontos uniformemente distribuídos em altura nas Fases 2, 4, 6, 8, 10 e 11 (ver Figura 3), para as quais dados de inclinómetros estão disponíveis na literatura (Chen, 2018; Kwang e Chen, 2025). Cada modelo de elementos finitos demora cerca de 20 a 30 minutos a ser calculado, resultando em aproximadamente 25 dias de computação que, distribuídos por 5 computadores, reduziram o tempo total de geração da base de dados para cerca de 5 dias. Após a conclusão deste processo, é necessário verificar se todos os cálculos foram concluídos com êxito, sendo os casos onde tal não foi atingido removidos da base de dados. No total foram identificadas 57 combinações de parâmetros que originaram cálculos problemáticos, ou seja, cerca de 3% da amostra total, uma proporção que se pode considerar aceitável dada a enorme flexibilidade considerada. Os resultados obtidos para as restantes 1943 análises encontram-se ilustrados na Figura 4, onde se pode observar não só o considerável aumento dos deslocamentos com a progressão da escavação, como também a grande diversidade de perfis de deformação previstos para a parede, refletindo a amplitude do espaço de parâmetros definido no Quadro 3.

4.2 – Criação e validação dos metamodelos

Devido às diferentes características da deformada da parede observadas em cada fase construtiva, foram criados seis metamodelos, um por cada fase. Os metamodelos são perceptrões multicamada do tipo *feedforward* (redes neuronais artificiais com camadas de neurónios totalmente ligadas entre si) implementados em PyTorch v2.5.1 (Ansel et al., 2024), recorrendo à classe FlexibleANN. Cada rede neuronal tem um vetor de *input* de dezanove dimensões composto pelos 18 parâmetros do modelo e um valor de cota, produzindo como *output* o deslocamento horizontal da parede a essa mesma cota. A normalização dos *inputs* e *outputs* é realizada recorrendo ao *StandardScaler*, que impõe uma média nula e uma variância unitária. A função de perda adotada combina uma medida de erro dos *outputs* – *mean squared error (MSE)*, expressa pela equação:

$$MSE = \frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^N (y_i - \hat{y}_i)^2 \quad (8)$$

onde as observações são designadas por y_i e as previsões por $\hat{y}_i$ – com um termo de regularização relacionado com a energia de flexão, ponderado por um coeficiente λ . Este termo penaliza a curvatura do perfil de deslocamento da parede, desincentivando assim comportamentos oscilatórios que seriam fisicamente implausíveis para um campo de deslocamentos num meio contínuo.

Os metamodelos foram treinados recorrendo ao otimizador Adam (Kingma e Ba, 2015), com regularização L2 e paragem antecipada para garantir uma melhor generalização. Uma grelha de hiperparâmetros, definida no Quadro 4, foi utilizada para gerar aleatoriamente e sem reposição 50 combinações candidatas (de 6804 possíveis), incluindo redes com maior profundidade (isto é, com maior número de camadas ocultas) e arquiteturas de maior largura (isto é, com maior número de neurónios por camada). Dado o elevado esforço computacional requerido, o treino dos metamodelos foi realizado recorrendo a uma unidade de processamento gráfico (*GPU*) NVIDIA com aceleração CUDA. Cada combinação foi avaliada recorrendo à validação cruzada (*cross-validation, CV*) com cinco partições, usando uma abordagem estratificada ao nível da amostra, evitando assim que os perfis de deslocamento de uma dada combinação de parâmetros apareçam simultaneamente nas partições de treino e de validação. Para garantir uma avaliação imparcial do desempenho do metamodelo, 20% das amostras foram reservadas desde o início do processo, sendo utilizadas exclusivamente para teste. Após o processo de pesquisa, em que cada combinação foi treinada

durante 50 épocas (isto é, passagens completas pelo conjunto de dados de treino para atualização dos pesos da rede neuronal), a combinação com menor valor de MSE foi retreinada durante um máximo de 1000 épocas, sendo que a paragem antecipada resultou frequentemente na utilização de um número consideravelmente menor de épocas. Este procedimento resultou em metamodelos com desempenho satisfatório para a maioria das fases construtivas, à exceção do metamodelo para a Fase 11 que, devido à maior não-linearidade dos perfis de deslocamento característicos desta fase, exibiu uma tendência para sobreajuste (*overfitting*) e, consequentemente, uma capacidade de generalização reduzida. Para este caso, a grelha de hiperparâmetros foi alargada para incluir arquiteturas mais profundas e mais largas, tendo sido adotada uma rede com a configuração [1024 × 4].

Quadro 4 – Grelha de hiperparâmetros utilizada para gerar combinações candidatas.

Hiperparâmetro	Valores considerados
Configurações de camadas ocultas	[512 × 6]
	[256 × 6]
	[1024, 512, 256, 128, 64, 32]
	[1024, 512, 256, 128]
	[512, 256, 128, 64]
	[2048, 1024, 512]
	[4096, 2048, 1024]
Função de ativação	GeLU, Mish, ELU, Leaky ReLU
Taxa de aprendizagem inicial	10 ⁻⁴ , 10 ⁻³ , 10 ⁻²
Tamanho do lote	32, 64, 128
Taxa de abandono aleatório	0,10, 0,25, 0,50
Peso de energia de flexão (λ^{BM})	0, 10 ⁻⁴ , 10 ⁻³
Redução de peso L2	10 ⁻⁶ , 10 ⁻⁵ , 10 ⁻⁴

A configuração final de cada metamodelo encontra-se descrita no Apêndice B, juntamente com os valores do coeficiente de determinação, R^2 (equação 9), obtidos para as amostras utilizadas no treino e para as reservadas para teste. Em geral, a arquitetura [4096, 2048, 1024] com a função de ativação Mish conduziu ao melhor desempenho, com valores para as amostras de teste superiores a 0,98, à exceção do já referido metamodelo para a Fase 11, que exibiu ainda assim um valor de 0,9775. A diferença entre os valores de R^2 obtidos para as amostras de treino e de teste é, para todos os metamodelos, inferior a 0,02, indicando uma boa capacidade de generalização e uma reduzida suscetibilidade ao sobreajuste.

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N (y_i - \hat{y}_i)^2}{\sum_{i=1}^N (y_i - \bar{y})^2} \tag{9}$$

A primeira verificação do desempenho dos metamodelos consiste na representação de todos os pontos das amostras de teste em gráficos de correlação, que ilustram, para cada ponto, o deslocamento calculado nos modelos de elementos finitos e o deslocamento previsto pelo metamodelo. Cada amostra, como descrito na secção 4.1, é definida por 20 pontos distribuídos uniformemente em altura. Nestes gráficos, apresentados na Figura 5, uma concentração em torno da linha 1:1 é característica de valores de R^2 próximos da unidade e indica um bom desempenho do metamodelo. Note-se que, caso fossem utilizadas as amostras de treino, este padrão seria ainda mais pronunciado, uma vez que o metamodelo, como seria de esperar, consegue prever com maior precisão os pontos com os quais foi treinado. Analisando estes gráficos, é visível uma maior dispersão em torno da linha 1:1 nas Fases 10 e 11, onde, como ilustrado na Figura 4, a não-linearidade dos perfis de deslocamento da parede é mais significativa.

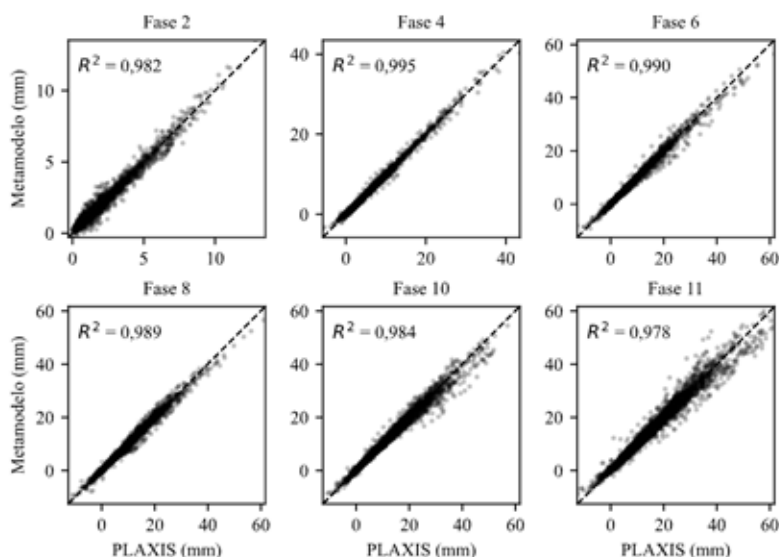


Fig. 5 – Gráfico de correlação para os metamodelos treinados para as diversas fases utilizando apenas as amostras de teste.

Numa segunda fase de avaliação dos metamodelos, o valor de R^2 para cada amostra de teste é determinado e a sua distribuição analisada. Uma vez que tanto os gráficos de correlação como os valores de R^2 indicam que os metamodelos têm, em geral, bom desempenho, a avaliação é focada nas amostras menos bem aproximadas. Com esse intuito, são selecionadas para cada fase as amostras correspondentes aos percentis 5%, 25% e 50% (isto é, ao erro mediano). A ideia subjacente é que, se os erros associados a estas amostras forem toleráveis, é possível estabelecer rapidamente a proporção de amostras para as quais o metamodelo tem bom desempenho. Por exemplo, se a amostra correspondente ao percentil 5% for bem reproduzida, conclui-se que o metamodelo tem boa capacidade de generalização, uma vez que para 95% das amostras os erros serão ainda mais reduzidos. Por razões de brevidade, apenas os resultados para as Fases 2 (deslocamentos mais reduzidos) e 11 (deslocamentos mais elevados) são apresentados (Figuras 6 e 7, respetivamente). Em geral, os erros são visivelmente pequenos, particularmente para os percentis 25% e 50%, confirmando que, mesmo para amostras às quais o processo de treino não teve acesso, os metamodelos apresentam um desempenho bastante satisfatório. Embora existam algumas discrepâncias visíveis nos resultados da Fase 2, a análise da raiz do erro quadrático médio, $RMSE$ (equação 10), indica que, mesmo para o percentil 5%, o $RMSE$ é de apenas 0,3 mm, um valor que se pode considerar negligenciável. A título comparativo, para a Fase 11, o $RMSE$ da amostra correspondente ao percentil 5% é de 3,7 mm, reduzindo-se para valores inferiores a 1 mm para o perfil mediano. A combinação de várias métricas de erro (neste caso, R^2 e $RMSE$) com a análise de amostras correspondentes a percentis específicos contribui para consolidar a confiança num modelo que, pela sua natureza, é difícil de escrutinar de forma exaustiva. Os resultados apresentados confirmam que os metamodelos desenvolvidos têm um desempenho adequado e podem ser utilizados para prever e compreender o comportamento da escavação da estação TCR.

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^N (y_i - \hat{y}_i)^2} \quad (10)$$

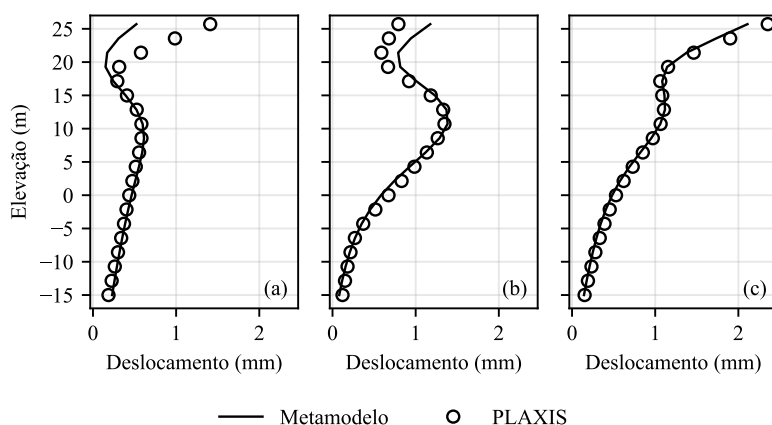


Fig. 6 – Perfis de deslocamento da parede moldada na Fase 2 correspondentes às amostras de teste situadas nos percentis (a) 5%, (b) 25% e (c) 50% da distribuição de R^2 .

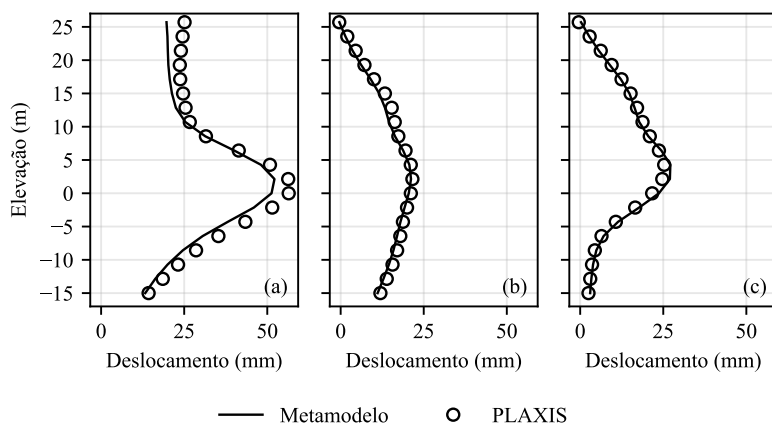


Fig. 7 – Perfis de deslocamento da parede moldada na Fase 11 correspondentes às amostras de teste situadas nos percentis (a) 5%, (b) 25% e (c) 50% da distribuição de R^2 .

4.3 – Estudo de sensibilidade

A conclusão do treino e validação dos metamodelos abre um vasto leque de possibilidades de análise, uma vez que o tempo de execução de cada avaliação é inferior a um segundo, em contraste com os 20 a 30 minutos necessários para realizar cada análise de elementos finitos. Uma utilização possível para estes metamodelos consiste na realização de estudos paramétricos, tirando partido dos 18 parâmetros que podem ser variados para produzir diagramas que ilustram o efeito dessas variações no deslocamento da parede. Outra possibilidade passa pela realização de estudos que incorporem a incerteza de um ou mais parâmetros, bastando para tal introduzir nos metamodelos as distribuições estatísticas de cada parâmetro, para se conseguir rapidamente avaliar o desempenho da estrutura, o que é de particular interesse no contexto do dimensionamento baseado no desempenho (performance-based design). Naturalmente, este tipo de análises está sujeito a limitações importantes: não só a geometria e o faseamento construtivo têm de ser considerados como

constantes, como também não é possível avaliar a influência nas grandezas que não foram selecionadas como outputs do modelo, como por exemplo a força mobilizada nas escoras, o momento fletor na parede ou os assentamentos à superfície. Assim, uma estratégia apropriada para não necessitar de efetuar uma nova campanha de análises de elementos finitos poderá passar pelo armazenamento, aquando da execução dos modelos, não de todas as grandezas possíveis — o que requereria dispositivos de armazenamento de capacidade substancial — mas das grandezas tipicamente de interesse em engenharia geotécnica, como as referidas acima, mesmo que não sejam todas utilizadas inicialmente para o treino de metamodelos.

Para ilustrar o potencial dos metamodelos na interpretação do comportamento da escavação simulada, apresenta-se um estudo de sensibilidade global recorrendo aos índices de Sobol. Este método baseia-se na decomposição da variância dos outputs de um modelo em contribuições atribuíveis a cada variável de input, individualmente e em conjunto com outras variáveis, permitindo a definição de dois índices fundamentais: o índice de primeira ordem S_i , que quantifica a contribuição de cada parâmetro i para a variância total do output quando considerado isoladamente (Sobol', 2001), e o índice de ordem total ST_i , que inclui adicionalmente todas as interações desse parâmetro com os restantes (Homma e Saltelli, 1996). Um valor elevado de ST_i indica que o parâmetro tem uma contribuição importante para a variância do output, tanto diretamente como através de interações com outros parâmetros, sendo a diferença $ST_i - S_i$ uma medida da importância relativa dessas interações.

No caso presente, os índices de Sobol foram calculados recorrendo à biblioteca SALib (Saltelli et al., 2010) em Python, pelo método de Saltelli, que envolve a avaliação do metamodelo num conjunto de amostras geradas segundo um esquema específico. Dadas as dimensões e a complexidade da estrutura de contenção, cada parâmetro afeta de forma diferente o deslocamento da parede em função da profundidade e da fase construtiva. Por exemplo, é de esperar que a rigidez dos depósitos superficiais (MG e TG) influencie predominantemente os deslocamentos da parede nas zonas próximas da superfície desde o início da escavação; por sua vez, os depósitos mais profundos devem controlar os deslocamentos na zona do encastramento da parede nas fases de escavação posteriores. O perfil da parede monitorizado abrangeu o intervalo de cotas entre -15 m e $+25,7\text{ m}$, o qual foi discretizado em 41 intervalos de 1 m . Para cada fase, variou-se simultaneamente os 18 parâmetros do solo e procedeu-se à análise da variação dos índices de Sobol em profundidade, efetuando-se a avaliação no ponto médio de cada intervalo. Para cada ponto de monitorização, foram geradas $N \times (n + 2)$ avaliações do metamodelo, onde $N = 256$ é o tamanho de base da amostragem de Saltelli, e $n = 18$ é o número de parâmetros do solo, resultando em 5120 avaliações por intervalo e num total de 209920 avaliações por fase. Este esforço computacional, completamente inviável com recurso direto ao modelo de elementos finitos, é executado em segundos recorrendo ao metamodelo, ilustrando de forma particularmente expressiva uma das vantagens práticas da abordagem proposta.

Dado o elevado número de resultados disponíveis (18 parâmetros, 6 fases), uma análise exaustiva extravasa o âmbito deste artigo. Consequentemente, a discussão centra-se em dois grupos de parâmetros: a rigidez dos materiais mais afetados pela escavação (TG, LC e LGC) e a rigidez das escoras. Relativamente ao primeiro grupo, uma análise global revela que, de entre os quatro parâmetros do modelo hipoeástico para o módulo de distorção (G_{ref} , a , b e RG_{min}), o módulo de distorção de referência (G_{ref}), que controla a rigidez máxima para um dado nível de tensão, e o nível de deformação para o qual a redução da rigidez é mais acentuada (a) são os mais relevantes. Os perfis em profundidade do índice de Sobol de ordem total (ST) para as Fases 2 (escavação até $+21,5\text{ m}$, com uma escora instalada), 6 (escavação até $+11,1\text{ m}$, com duas escoras instaladas) e 11 (escavação até ao nível final de $-3,2\text{ m}$, com quatro escoras instaladas) estão representados para os parâmetros de rigidez do solo e das escoras nas Figuras 8 e 9, respetivamente. As linhas horizontais, a tracejado, indicam os limites das camadas geotécnicas na Figura 8 e a localização das escoras na Figura 9.

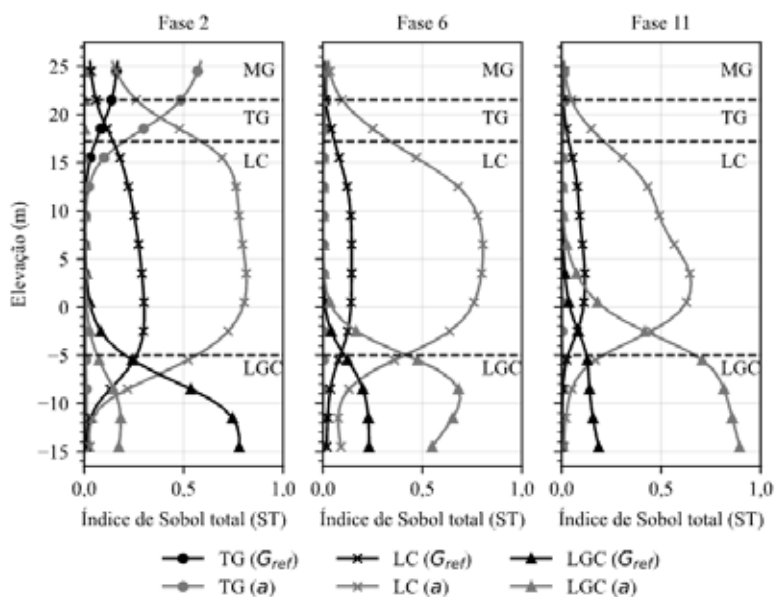


Fig. 8 – Perfis de índices de Sobol totais para parâmetros de rigidez dos materiais TG, LC e LGC para as Fases 2, 6 e 11.

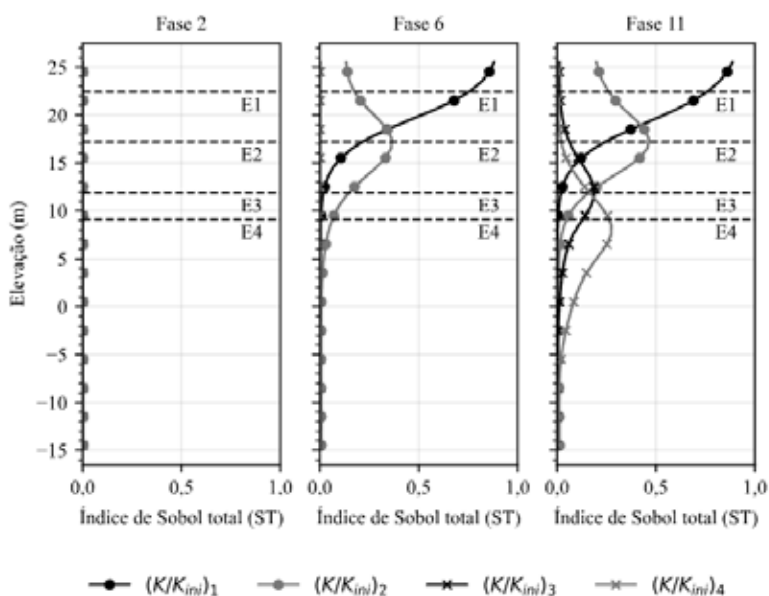


Fig. 9 – Perfis de índices de Sobol totais para parâmetros de rigidez normalizada das escoras para as Fases 2, 6 e 11.

Na Figura 8, a análise em termos de índices de Sobol totais revela, como esperado, que a rigidez dos diversos materiais influencia predominantemente os deslocamentos da parede às profundidades onde esses materiais ocorrem. Isto é particularmente visível para os materiais LC e LGC, com a

inversão observada entre os índices correspondentes aos parâmetros de rigidez destas duas camadas a ocorrer exatamente na fronteira entre elas, assinalada por uma linha a tracejado. No entanto, contrariamente ao que seria porventura esperado, os resultados obtidos sugerem que o parâmetro α tem uma importância maior no cálculo dos deslocamentos da parede do que o módulo de distorção de referência G_{ref} . Uma exceção a esta observação ocorre para a camada mais profunda (LGC) durante a Fase 2. Isto sugere que, à medida que o nível de deformação aumenta, a forma como a rigidez varia com a deformação, controlada pelo parâmetro α , tem maior influência do que o nível de rigidez inicial, controlado por G_{ref} . Na Fase 2, o material LGC encontra-se a uma grande distância do nível de escavação e está, portanto, sujeito a níveis de deformação muito reduzidos, pelo que o valor de G_{ref} domina. No entanto, com o progredir da escavação e a consequente aproximação do nível de escavação a esta camada, os índices de Sobol totais para os parâmetros de rigidez da LGC invertem-se, passando o parâmetro α a ser substancialmente mais importante. De forma análoga, o parâmetro α do material LC é mais importante do que G_{ref} desde o início da escavação, com os respetivos índices de Sobol totais a divergir progressivamente com o avanço da escavação. Por último, para o material TG, verifica-se uma influência nos deslocamentos do trecho superior da parede durante a Fase 2 que, nas fases subsequentes, diminui substancialmente, tornando-se negligenciável a partir da Fase 6. Esta observação sugere que, num processo de retroanálise como o descrito na secção seguinte, alguns dos 18 parâmetros poderão ser fixados nos seus valores de referência, reduzindo assim a dimensionalidade do problema inverso sem comprometer significativamente a qualidade do ajuste.

Relativamente à influência dos valores de rigidez normalizada das escoras, ilustrada na Figura 9, os resultados confirmam padrões expectáveis: na Fase 2, todos os índices de Sobol totais são nulos uma vez que nenhuma escora se encontra instalada. Com o progredir da escavação, a importância das Escoras 1 e 2 torna-se visível durante a Fase 6 e, com a conclusão da escavação (Fase 11), tal verifica-se para todas as escoras. É interessante salientar que esta análise reflete o comportamento esperado, com o pico do índice de Sobol total para cada escora a ocorrer aproximadamente à cota onde essa escora está localizada, com uma ligeira exceção para a Escora 1, cujo pico de influência se situa próximo da superfície do depósito. É também de notar que a influência das Escoras 3 e 4 na Fase 11 é ligeiramente inferior à das Escoras 1 e 2 nas respetivas zonas. Isto sugere que, numa estrutura de contenção multi-escorada com boas condições de estabilidade no fundo da escavação, como o caso presente, os níveis mais profundos podem ver a sua influência reduzida.

5 – RETROANÁLISE DO COMPORTAMENTO

5.1 – Calibração dos parâmetros com o metamodelo

Com a diminuição do tempo de computação obtida através da substituição de modelos de elementos finitos por metamodelos, torna-se possível executar a retroanálise de obras geotécnicas de elevada complexidade em tempo (quase) real. Este procedimento tem como vantagem fundamental permitir a implementação do método observacional (Peck, 1969; Yeow et al., 2014; Chen et al., 2018; Ferrero et al., 2023), segundo o qual, com base em observações obtidas durante as fases iniciais de uma obra, é possível prever o desempenho da estrutura geotécnica nas fases seguintes e, em função do mesmo, empreender os ajustes ao projeto que se entendam convenientes, sob o ponto de vista da segurança e da economia da obra. No caso da escavação para a estação TCR, a aplicação desta abordagem resultou, como referido anteriormente, na dispensa do quinto nível de escoras que havia sido previsto no projeto inicial, uma vez que, a partir dos deslocamentos medidos na parede durante as primeiras fases de escavação, foi possível recalibrar os parâmetros constitutivos dos diversos materiais e efetuar novas previsões que comprovaram o bom desempenho da escavação.

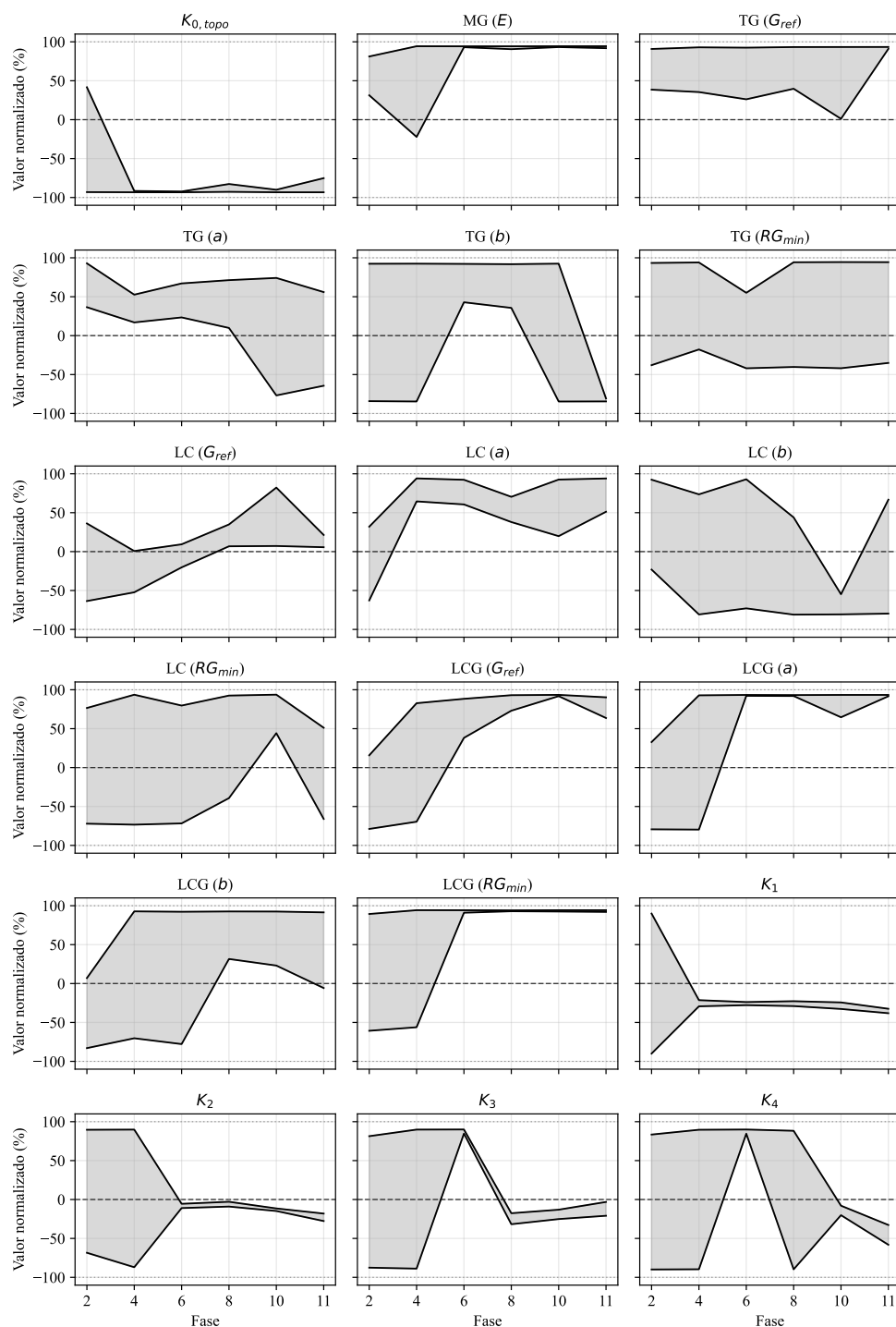


Fig. 10 – Evolução com o número de fases do intervalo de valores normalizados obtidos pela calibração para cada um dos parâmetros do espaço de pesquisa.

No caso presente, a retroanálise foi realizada acoplando os metamodelos desenvolvidos para TCR com um algoritmo genético, através de um método de otimização global que não requer a diferenciação da função objetivo e que se encontra implementado na biblioteca IC MAGE GenAlgo (Ruiz López, 2024). Este algoritmo procura o conjunto de 18 parâmetros que minimiza o *RMSE* combinado entre os perfis de deslocamento previstos pelo metamodelo e os perfis medidos pelos inclinómetros. O espaço de pesquisa corresponde aproximadamente ao domínio de amostragem definido no Quadro 3, tendo este sido reduzido em 10% em todos os parâmetros por forma a restringir a pesquisa ao núcleo central do espaço de treino, onde os metamodelos apresentam melhor desempenho.

Para simular o processo de retroanálise foi adotada uma abordagem progressiva: a calibração é iniciada considerando apenas a Fase 2 como alvo e, subsequentemente, fases adicionais são incorporadas de forma incremental até à inclusão de todas as seis fases. Para cada subconjunto de fases ativas, o algoritmo genético foi executado 10 vezes com inicializações aleatórias independentes, de modo a avaliar a variabilidade dos resultados e a identificar o melhor candidato global. Esta abordagem progressiva espelha adequadamente o método observacional, segundo o qual os parâmetros são sucessivamente refinados à medida que os dados de monitorização se acumulam com o avanço da construção. Importa salientar que o conjunto de parâmetros otimizado é único e partilhado por todas as fases ativas, dado que o modelo constitutivo adotado é suficientemente geral para acomodar os efeitos da evolução gradual do estado de tensão e deformação ao longo da escavação. Em modelos constitutivos mais simples, este pressuposto pode não ser válido, e diferentes conjuntos de parâmetros poderão ser necessários para diferentes fases da obra. A título de exemplo, quando é adotado um comportamento linear elástico-perfeitamente plástico, o valor inferido para a rigidez do solo tende a diminuir à medida que a escavação avança, uma vez que o modelo não consegue reproduzir simultaneamente a resposta observada em fases com diferentes níveis de deformação (Chen, 2018).

Os resultados do processo acima descrito estão ilustrados na Figura 10, em termos do intervalo de valores obtido para cada parâmetro em cada subconjunto de fases calibradas, considerando as 10 execuções independentes do algoritmo genético. Num problema bem definido, este intervalo deveria colapsar num valor único, indicando que a função objetivo apresenta um mínimo global claramente definido. Em contrapartida, quando múltiplas combinações de parâmetros produzem valores semelhantes da função objetivo — por exemplo, quando um parâmetro tem pouca influência na resposta prevista — o intervalo de valores obtidos tende a aproximar-se da amplitude total do espaço de pesquisa, revelando uma identificabilidade reduzida para esse parâmetro.

Para facilitar a comparação entre parâmetros com grandezas e unidades distintas, os diagramas da Figura 10 apresentam valores normalizados em vez dos valores absolutos de cada parâmetro. De acordo com a normalização adotada (equação 11), o limite superior do espaço de pesquisa corresponde a +100%, o valor de referência — isto é, o valor que teria sido adotado aquando do projeto — corresponde a 0%, e o limite inferior do espaço de pesquisa corresponde a -100%.

$$Valor\ normalizado = \begin{cases} \frac{x - x_{ref}}{x_{max} - x_{ref}}, & x \geq x_{ref} \\ \frac{x_{ref} - x}{x_{ref} - x_{min}}, & x < x_{ref} \end{cases} \quad (11)$$

Os resultados deste processo de calibração revelam conclusões interessantes, tanto em termos da amplitude dos intervalos como dos valores específicos obtidos. A evolução dos valores do coeficiente de impulso em repouso no topo da camada LC, $K_{0,max}$, é caracterizada por um intervalo de amplitude reduzida — indicando uma incerteza limitada em relação ao valor necessário para reproduzir os dados de campo — contendo apenas valores negativos, o que sugere que o valor comumente adotado de 1,5 parece ser excessivo. É importante, no entanto, interpretar esta

conclusão com cautela, uma vez que esta observação pode ser consequência de uma limitação do modelo numérico utilizado: a não simulação explícita da escavação da parede moldada (Pedro et al., 2025) que, por natureza, reduziria o impulso lateral do solo. De forma análoga, a rigidez da camada mais superficial (MG) apresenta, em todos os subconjuntos de calibração, valores próximos de +100%, sugerindo que o valor nominal de 10 MPa adotado no projeto é excessivamente conservativo e que este material poderá beneficiar de uma caracterização mais detalhada em projetos futuros. Uma explicação alternativa para este resultado prende-se com o facto de os edifícios existentes na proximidade da escavação introduzirem na zona mais superficial uma rigidez adicional que o modelo de elementos finitos não considera explicitamente e que o processo de otimização tenta compensar através do aumento da rigidez desta camada.

A calibração dos parâmetros de rigidez dos restantes materiais (TG , LC e LGC) confirma algumas das conclusões estabelecidas na secção anterior durante o estudo de sensibilidade global. Em geral, os intervalos obtidos para os parâmetros G_{ref} e a são mais reduzidos do que os obtidos para b e RG_{min} , refletindo a maior importância daqueles parâmetros no controlo dos deslocamentos da parede. Os valores normalizados para G_{ref} e a destes três materiais são todos positivos, indicando que são necessárias uma rigidez inicial mais elevada e uma redução de rigidez que ocorre a níveis de deformação mais elevados para reproduzir os deslocamentos medidos. Note-se também que a amplitude dos intervalos obtidos para os parâmetros do material LGC tende a diminuir com o número de fases calibradas, uma vez que a contribuição desta camada para a resposta da parede aumenta com o avançar da escavação. Este último aspeto é também observado para a rigidez das escoras, cujos intervalos são praticamente coincidentes com o espaço de pesquisa até ao momento da sua instalação, após o qual apresentam amplitudes reduzidas e valores predominantemente negativos, indicando que os valores de rigidez nominal inicialmente adotados são excessivamente elevados, confirmando as conclusões de Kwang e Chen (2025).

5.2 – Previsão dos deslocamentos da parede com base no metamodelo

As Figuras 11 e 12 apresentam os perfis de deslocamento previstos para todas as fases, obtidos pelas 10 melhores combinações de parâmetros resultantes da calibração realizada com os dados de monitorização disponíveis até às Fases 2 e 6, respetivamente. Os resultados do Cálculo de Referência, realizado por elementos finitos com os valores de referência dos 18 parâmetros, são também incluídos para facilitar a comparação. Note-se que, uma vez que os inclinómetros foram instalados apenas até à base da parede, todos os perfis modelados têm este nível como referência para permitir a comparação direta com os dados de monitorização.

No final da Fase 2, que corresponde a uma parede autoportante, a informação disponível é claramente insuficiente para determinar de forma objetiva os valores dos 18 parâmetros do metamodelo. Consequentemente, os intervalos de deslocamento previstos para as fases subsequentes são extremamente amplos. Em geral, estes intervalos incluem os dados reais e os resultados do cálculo de referência, mas não permitem fundamentar qualquer modificação ao projeto, uma vez que os deslocamentos previstos tanto podem ser inferiores como superiores aos medidos em obra. Esta limitação é uma consequência direta do facto de a retroanálise ignorar completamente os parâmetros de referência que, à partida, já refletem conhecimento geotécnico acumulado — proveniente de projetos anteriores e de ensaios laboratoriais e *in situ* — que é inteiramente descartado durante este processo. Uma alternativa mais apropriada seria a adoção de uma abordagem Bayesiana, na qual o conhecimento geotécnico prévio é formalizado como distribuição *a priori* e atualizado com as observações disponíveis até ao final de cada fase construtiva (ver, por exemplo, Ledesma et al., (1996)).

No final da Fase 6 (Figura 12), a maior quantidade de dados de monitorização disponível conduz a uma redução substancial dos intervalos previstos para todas as fases subsequentes (8, 10 e 11), refletindo uma maior objetividade no processo de calibração. Comparando com o cálculo de

referência, é claramente visível uma maior aproximação das previsões obtidas com os novos parâmetros ao comportamento medido em campo. Em particular, os novos parâmetros resultam numa redução significativa dos deslocamentos nas cotas compreendidas entre -5 m e +5 m, o que justifica a decisão tomada em obra de remover o último nível de escoras, que havia sido previsto instalar à cota de +1,9 m (Yeow et al., 2014).

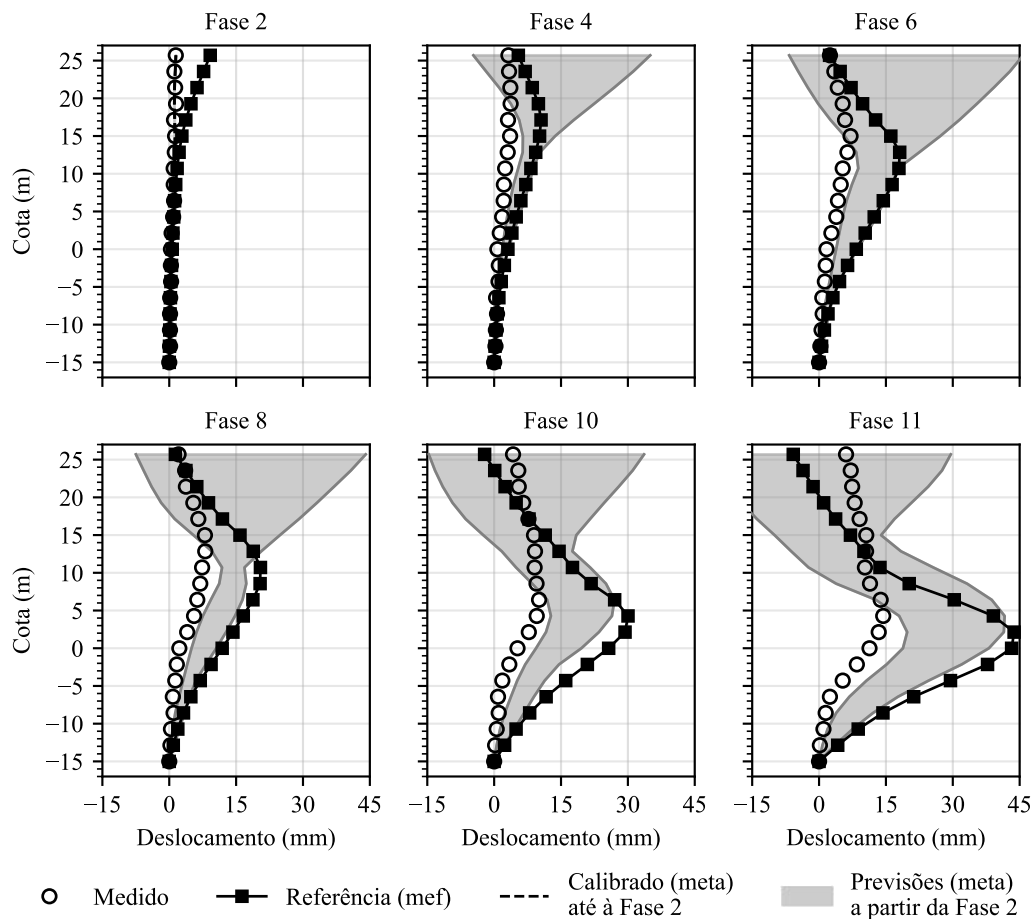


Fig. 11 – Comparação entre os deslocamentos medidos, os obtidos no cálculo de referência pelo método de elementos finitos (mef) e o intervalo de previsões dos metamodelos (meta) calibrados com os dados de monitorização disponíveis até ao final da Fase 2.

5.3 – Verificação das previsões pelo modelo de elementos finitos

A calibração com todos os dados de campo (Fases 2 a 11) resulta numa reprodução dos deslocamentos observados com elevado nível de precisão recorrendo ao metamodelo. Esta observação não garante, no entanto, que os parâmetros finais (Quadro 5) sejam os corretos, uma vez que, para além das simplificações inerentes a simulações por elementos finitos, que podem não conseguir capturar todos os detalhes da construção da estrutura, existem inevitavelmente erros associados à utilização de metamodelos. Impõe-se, portanto, uma verificação final do desempenho

do modelo, que consiste em voltar ao modelo de elementos finitos e, utilizando os parâmetros calibrados com recurso ao metamodelo, produzir previsões para todas as fases. O resultado deste Cálculo de Verificação está ilustrado na Figura 13, onde se pode constatar não só uma boa aproximação dos dados de campo pelo modelo de elementos finitos, como também um erro reduzido entre este e o metamodelo para os parâmetros calibrados, confirmando a fiabilidade do processo adotado neste estudo. Importa ainda salientar que um número elevado de parâmetros se traduz numa grande dispersão nos valores calibrados (Figura 10) ou num índice de Sobol total muito reduzido, estando os parâmetros em causa devidamente identificados no Quadro 5. Isto significa que os dados de campo disponíveis — perfis de deslocamento da parede para seis fases construtivas — são insuficientes para uma determinação objetiva desses parâmetros, devendo nesse caso ser adotados os valores de referência, que incorporam à partida conhecimento geotécnico ausente do processo de calibração.

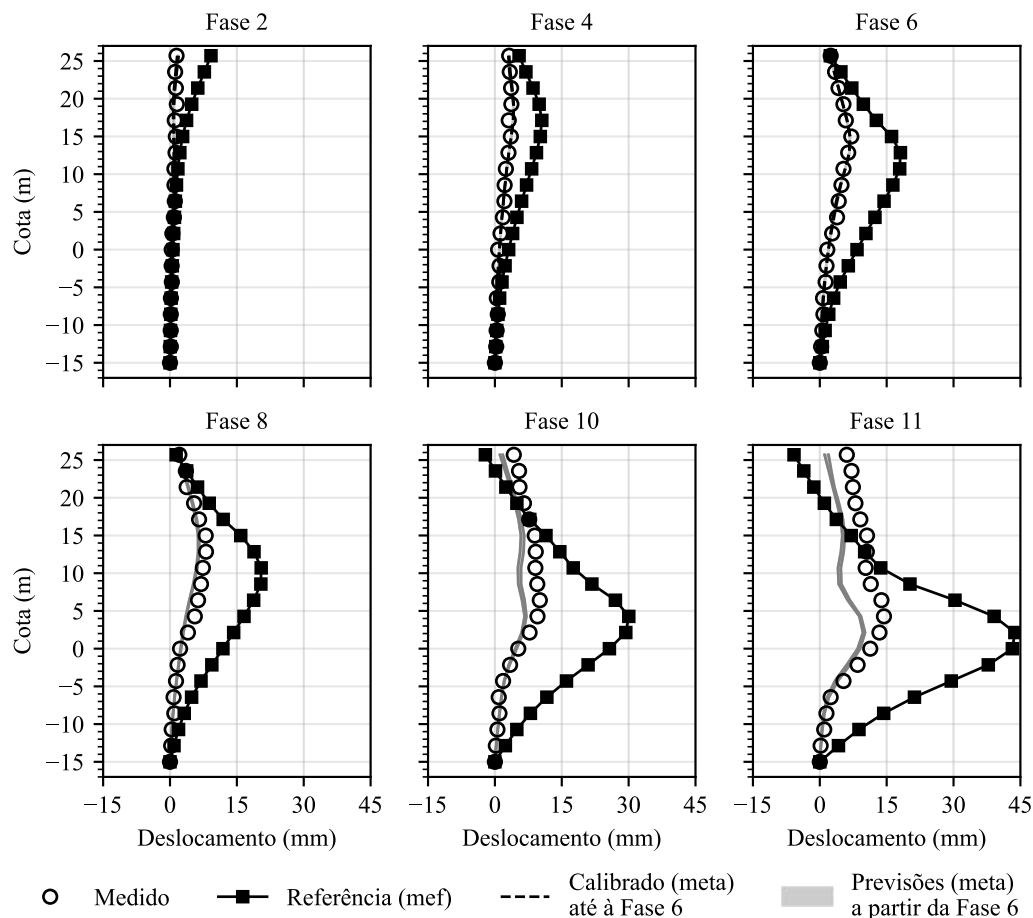


Fig. 12 – Comparação entre os deslocamentos medidos, os obtidos no cálculo de referência pelo método de elementos finitos (mef) e o intervalo de previsões dos metamodelos (meta) calibrados com os dados de monitorização disponíveis até ao final da Fase 6.

Um cálculo adicional de elementos finitos, designado “Cálculo Combinado”, que utiliza os valores calibrados apenas para os parâmetros mais influentes e os valores de referência para os restantes, está também incluído na Figura 13. Os resultados confirmam a existência de diferenças

muito reduzidas em relação ao cálculo de verificação, o que sugere que uma estratégia de calibração mais económica — fixando no algoritmo genético os valores de referência para os parâmetros identificados como menos relevantes — poderia ser adotada em iterações futuras do processo, reduzindo a dimensionalidade do problema inverso sem comprometer a qualidade do ajuste.

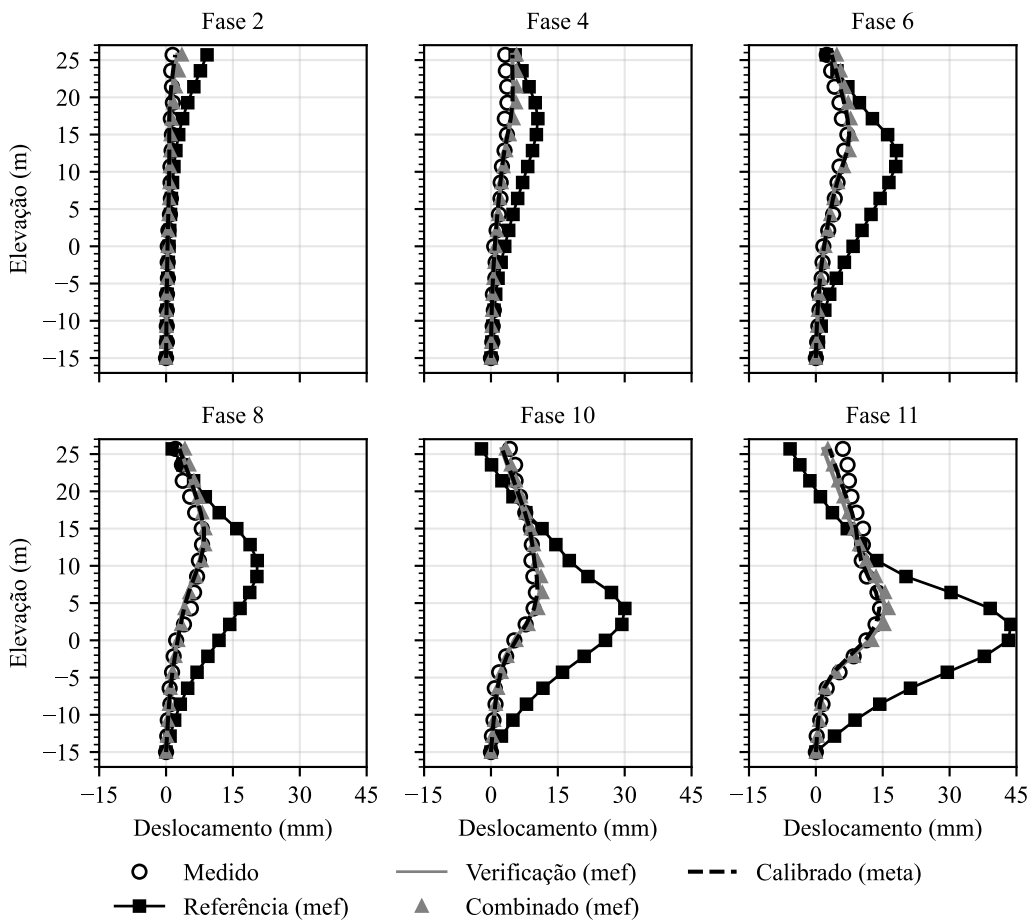


Fig. 13 – Comparação entre os deslocamentos medidos e os obtidos recorrendo ao modelo de elementos finitos (mef) e ao metamodelo (meta), utilizando os parâmetros calibrados com a totalidade dos dados de monitorização disponíveis.

6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este artigo aborda a importância crescente da utilização de metamodelos em engenharia geotécnica, frequentemente desenvolvidos com recurso a técnicas de inteligência artificial, e a sua capacidade de reproduzir o comportamento de estruturas geotécnicas complexas com um custo computacional muito inferior ao dos modelos numéricos convencionais. É proposta uma classificação de metamodelos destinados à substituição de análises numéricas de acordo com a sua finalidade, distinguindo três categorias — otimização, variabilidade e retroanálise — em função da componente do modelo tratada como variável. Esta classificação clarifica o âmbito de aplicação de cada tipo de metamodelo e constitui um enquadramento útil para organizar e interpretar desenvolvimentos futuros nesta área.

Quadro 5 – Parâmetros calibrados com a totalidade dos dados de monitorização disponíveis.

Propriedade		Valor calibrado
$K_{0,topo}$		0,81
MG	E	28,84 MPa
TG	G_{ref}	77,15 MPa
	a (†)	$4,13 \times 10^{-5}$ ($1,45 \times 10^{-4}$)
	b (†)	0,59 (1,00)
	RG_{min} (†)	0,285 (0,035)
LC	G_{ref}	59,32 MPa
	a	$1,68 \times 10^{-3}$
	b (†)	1,49 (0,90)
	RG_{min} (†)	0,030 (0,065)
LGC	G_{ref}	86,05 MPa
	a	$1,41 \times 10^{-2}$
	b (†)	0,95 (0,95)
	RG_{min}	0,285
Escoras (†)	$(K/K_{ini})_{1,2,3,4}$	0,22; 0,36; 0,55; 0,11

(†) parâmetros caracterizados ou por grande dispersão de valores na calibração ou por índices de Sobol total muito reduzidos. Para estes parâmetros o valor de referência, adotado no cálculo “Combinado” está indicado entre parêntesis.

Uma metodologia para efetuar a retroanálise de estruturas geotécnicas de elevada complexidade recorrendo a metamodelos é proposta e validada através da sua aplicação à escavação profunda multi-escorada da estação de *Tottenham Court Road*, em Londres. Para este caso de estudo, foi gerada uma base de dados a partir de 1943 análises válidas, em que se variou simultaneamente 18 parâmetros, gerando um espaço de pesquisa de elevada dimensionalidade. Para cada uma das seis fases de escavação foi desenvolvido um metamodelo, apresentando valores do coeficiente de determinação superiores a 0,977 para as amostras de teste, o que confirma uma boa capacidade de generalização, com a vantagem de terem um tempo de execução por avaliação inferior a um segundo — em contraste com os 20 a 30 minutos necessários para cada análise de elementos finitos correspondente.

O estudo de sensibilidade global baseado em índices de Sobol revela que os parâmetros da camada *LC* controlam a resposta da parede em praticamente todas as fases e profundidades, com o parâmetro que governa a redução da rigidez com o nível de deformação a revelar-se consistentemente mais influente do que o módulo de distorção de referência, que controla a rigidez a muito baixas deformações. No que respeita à evolução da importância relativa dos diversos parâmetros com o progredir da escavação, verificou-se que a influência dos parâmetros da camada mais profunda (*LGC*) aumenta progressivamente com o avançar da escavação, enquanto a contribuição dos depósitos superficiais diminui substancialmente após as fases iniciais. Como esperado, os índices de Sobol para a rigidez das escoras são nulos antes da sua instalação, aumentando com o progredir da escavação. A análise em profundidade dos índices de Sobol mostrou ainda que a influência de cada nível de escora se concentra predominantemente nas zonas da parede localizadas nas imediações da sua localização.

Por último, a retroanálise do comportamento da parede foi realizada de forma progressiva adicionando-se sucessivamente novos dados da monitorização, procurando replicar a aplicação do método observacional. Os resultados confirmam que a informação disponível após a Fase 2 é insuficiente para uma determinação objetiva dos 18 parâmetros, sendo os intervalos de previsão de deslocamentos para as fases subseqüentes extremamente amplos. Com o progredir da escavação e a

acumulação de dados de monitorização, os intervalos de valores calibrados estreitam-se progressivamente, demonstrando a viabilidade da abordagem proposta no contexto do método observacional. Os parâmetros calibrados com a totalidade dos dados foram verificados recorrendo a um modelo de elementos finitos independente, obtendo-se um bom ajuste entre os deslocamentos medidos, os previstos pelo modelo de elementos finitos e os previstos pelo metamodelo, o que confirma a fiabilidade do processo adotado e a adequação dos metamodelos desenvolvidos para aplicações de retroanálise em tempo quase real.

Importa reconhecer que, apesar do considerável potencial da abordagem proposta, subsistem algumas limitações importantes. Em primeiro lugar, o processo de retroanálise ignora os valores de referência dos parâmetros, descartando conhecimento geotécnico acumulado — proveniente de ensaios laboratoriais, ensaios *in situ* e experiência acumulada em projetos anteriores. Esta limitação é particularmente relevante em problemas de elevada dimensionalidade, nos quais a não-unicidade das soluções pode conduzir a combinações de parâmetros fisicamente inconsistentes, mas numericamente equivalentes em termos da função objetivo. Em segundo lugar, os metamodelos desenvolvidos estão limitados aos *outputs* inicialmente selecionados — deslocamentos horizontais da parede —, não sendo possível avaliar diretamente a influência dos parâmetros noutras grandezas de interesse, como forças nas escoras ou assentamentos à superfície, sem uma nova campanha de análises por elementos finitos. Por último, ao adotar uma estratégia de amostragem única por hipercubo latino, é possível que algumas análises tenham sido executadas em regiões do espaço de pesquisa com menor relevância para o desempenho do metamodelo. A metodologia de amostragem adaptativa CV-BASHES (Yang et al., 2026) apresenta-se como uma alternativa promissora para automatizar e racionalizar este processo, orientando a geração de dados para as regiões do espaço de parâmetros onde o metamodelo beneficia mais de observações adicionais.

7 – AGRADECIMENTOS

Parte da investigação apresentada neste artigo recebeu o apoio do projeto SIDETools – *Smart Infrastructure Design Tools* (EP/X52446X/1), financiado pelo *Engineering and Physical Sciences Research Council* (EPSRC, Reino Unido).

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ansel, J.; Yang, E.; He, H.; Gimelshein, N.; Jain, A.; Voznesensky, M.; Bao, B.; Bell, P.; Berard, D.; Burovski, E.; Chauhan, G.; Chourdia, A.; Constable, W.; Desmaison, A.; DeVito, Z.; Ellison, E.; Feng, W.; Gong, J.; Gschwind, M.; Hirsh, B.; Huang, S.; Kalambarkar, K.; Kirsch, L.; Lazos, M.; Lezcano, M.; Liang, Y.; Liang, J.; Lu, Y.; Luk, C. K.; Maher, B.; Pan, Y.; Puhersch, C.; Reso, M.; Saroufim, M.; Siraichi, M. Y.; Suk, H.; Zhang, S.; Suo, M.; Tillet, P.; Zhao, X.; Wang, E.; Zhou, K.; Zou, R.; Wang, X.; Mathews, A.; Wen, W.; Chanan, G.; Wu, P.; Chintala, S. (2024). *PyTorch 2: Faster Machine Learning Through Dynamic Python Bytecode Transformation and Graph Compilation*. Proceedings of the 29th ACM International Conference on Architectural Support for Programming Languages and Operating Systems (ASPLOS '24), Association for Computing Machinery, New York, NY, USA. <https://doi.org/10.1145/3620665.3640366>
- Avgerinos, V.; Potts, D. M.; Standing, J. R. (2016) *The use of kinematic hardening models for predicting tunnelling-induced ground movements in London Clay*. Geotechnique. 66 (2), pp.106-120. <https://doi.org/10.1680/jgeot.15.p.035>
- Bentley Systems (2025). *PLAXIS2D 2024.3 - Reference Manual*.

- Cañavate-Grimal, A.; Falcó, A.; Calderón, P.; Payá-Zaforteza, I. (2015). *On the use of stochastic spectral methods in deep excavation inverse problems*. Computers & Structures. 159, pp. 41-60. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2015.06.009>
- Cerek, K.; Gupta, A.; Dao, D. A.; Hadjiloo, E.; Grabe, J. (2025). *Predicting soil stress-strain behaviour with bidirectional long short-term memory networks*. Machine Learning and Data Science in Geotechnics. 1 (1), pp. 60-77. <http://doi.org/10.1108/mlag-08-2024-0007>
- Cerek, K.; Klos, D.; Hadjiloo, E.; Grabe, J. (2026). *Hybrid surrogate models of quay walls*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Civil Engineering, pp. 1-13. <https://doi.org/10.1680/jcien.25.00451>
- Chen, Y. (2018). *Application of new observational method on deep excavation retaining wall design in London Clay*. PhD Thesis. Department of Engineering, University of Cambridge.
- Chen, Y.; Nicholson, D. P.; Ingram, P.; Hardy, S.; Liew, H. L.; Farooq, I.; Biscontin, G. (2015). *Application of the observational method on Crossrail project*. Proceedings of Crossrail: A Specialist Foundation Construction Lessons Learnt Conference, London, UK, ICE Publishing. pp. 63-72.
- Chen, Y.; Pillai, A. K.; Nicholson, D. P.; Biscontin, G. (2018). *Back analysis Crossrail deep excavations using three-dimensional finite element modelling*. Proceedings of the 9th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Porto, Portugal.
- Ferrero, J. A.; Ruiz López, A.; Taborda, D. M. G.; Brasile, S. (2023). *Applying the observational method to a deep braced excavation using an artificial neural network*. Proceedings of the 10th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, London, UK. <https://doi.org/10.53243/NUMGE2023-303>
- Finno, R. J.; Calvello, M. (2005). *Supported Excavations: Observational Method and Inverse Modeling*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 131 (7), pp. 826-836. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2005\)131:7\(826\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:7(826))
- Forrester, A. I. J.; Sobester, A.; Keane, A. J. (2008). *Engineering design via surrogate modelling: a practical guide*. Chichester, John Wiley & Sons, Ltd.
- Gawecka, K. A.; Taborda, D. M. G.; Potts, D. M.; Cui, W. J.; Zdravkovic, L.; Kasri, M. S. H. (2017). *Numerical modelling of thermo-active piles in London Clay*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering. 170 (3), pp. 201-219. <http://doi.org/10.1680/jgeen.16.00096>
- Ghaboussi, J.; Garrett, J. H.; Wu, X. (1991). *Knowledge-Based Modeling of Material Behavior with Neural Networks*. Journal of Engineering Mechanics. 117 (1), pp. 132-153. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1991\)117:1\(132\)](http://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1991)117:1(132))
- Ghalandari, T.; Taborda, D. M. G.; Kia, A.; Vuye, C. (2024) *Hybrid framework for surrogate modelling of massive solar collectors in road pavements*. Geomechanics for Energy and the Environment. 40, 100617. <https://doi.org/10.1016/j.gete.2024.100617>
- Hashash, Y. M. A.; Jung, S.; Ghaboussi, J. (2004) *Numerical implementation of a neural network based material model in finite element analysis*. International Journal for Numerical Methods in Engineering. 59 (7), pp. 989-1005. <http://doi.org/10.1002/nme.905>
- Hight, D. W.; Gasparre, A.; Nishimura, S.; Minh, N. A.; Jardine, R. J.; Coop, M. R. (2007). *Characteristics of the London Clay from the Terminal 5 site at Heathrow Airport*. Geotechnique. 57 (1), pp. 3-18. <https://doi.org/10.1680/geot.2007.57.1.3>

- Homma, T.; Saltelli, A. (1996). *Importance measures in global sensitivity analysis of nonlinear models*. Reliability Engineering & System Safety. 52 (1), 1-17. [https://doi.org/10.1016/0951-8320\(96\)00002-6](https://doi.org/10.1016/0951-8320(96)00002-6)
- Joseph, V. R.; Gul, E.; Ba, S. (2020). *Designing computer experiments with multiple types of factors: The MaxPro approach*. Journal of quality technology. 52 (4), pp. 343-354. <https://doi.org/10.1080/00224065.2019.1611351>
- Kingma, D. P.; Ba, J. L. (2015). *Adam: A Method for Stochastic Optimization*. Proceedings of the 3rd International Conference on Learning Representations (ICLR), San Diego, CA, USA. <https://arxiv.org/abs/1412.6980>
- Kudela, J.; Matousek, R. (2022) *Recent advances and applications of surrogate models for finite element method computations: a review*. Soft Computing. 26 (24), pp. 13709-13733. <http://doi.org/10.1007/s00500-022-07362-8>
- Kung, G. T.; Hsein Juang, C.; Hsiao, E. C.; Hashash, Y. M. A. (2007). *Simplified Model for Wall Deflection and Ground-Surface Settlement Caused by Braced Excavation in Clays*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 133 (6), pp. 731-747. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2007\)133:6\(731\)](http://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:6(731))
- Kwang, C. W.; Chen, Y. (2025). *A method of isolating different components of prop axial force through FFT&BWF signal filters*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering. 178 (5), pp. 574-587. <https://doi.org/10.1680/jgeen.24.00241>
- Ledesma, A.; Gens, A.; Alonso, E. E. (1996). *Estimation of parameters in geotechnical backanalysis — I. Maximum likelihood approach*. Computers and Geotechnics. 18 (1), pp. 1-27. [https://doi.org/10.1016/0266-352X\(95\)00021-2](https://doi.org/10.1016/0266-352X(95)00021-2)
- Masi, F.; Stefanou, I.; Vannucci, P.; Maffi-Berthier, V. (2021). *Thermodynamics-based Artificial Neural Networks for constitutive modeling*. Journal of the Mechanics and Physics of Solids. 147, 104277. <https://doi.org/10.1016/j.jmps.2020.104277>
- McKay, M. D.; Beckman, R. J.; Conover, W. J. (1979) *Comparison of Three Methods for Selecting Values of Input Variables in the Analysis of Output from a Computer Code*. Technometrics. 21 (2), 239-245. <https://doi.org/10.1080/00401706.1979.10489755>
- New, B. M.; Bowers, K. H. (1994). Ground movement model validation at the Heathrow Express trial tunnel. *Tunnelling '94: Papers presented at the seventh international symposium, 'Tunnelling '94'*. Boston, MA, Springer US, pp. 301-329.
- Peck, R. B. (1969). *Advantages and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics*. Geotechnique. 19 (2), pp. 171-187. <http://doi.org/10.1680/geot.1969.19.2.171>
- Pedro, A. M. G. (2007) *Mato Forte tunnel – Back analysis of its Behaviour*. MSc Thesis. University of Coimbra, Coimbra, Portugal (in Portuguese).
- Pedro, A. M. G.; Taborda, D. M. G.; Repsold, L. M.; Almeida e Sousa, J. (2025). *The influence of the construction methodology on the modelled response of shafts*. Soils and Rocks. 48 (4). <https://doi.org/10.28927/SR.2025.004025>
- Pirrone, A. I.; Taborda, D. M. G. (2023). *An application of machine learning to the back analysis of monopile response*. 9th International Society for Underwater Technology Offshore Site Investigation and Geotechnics Conference, London, UK. <https://doi.org/10.3723/XENI6047>

- Rechea, C.; Levasseur, S.; Finno, R. (2008). *Inverse analysis techniques for parameter identification in simulation of excavation support systems*. Computers and Geotechnics. 35 (3), pp. 331-345. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2007.08.008>
- Ruiz López, A. (2024). *IC MAGE GenAlgo - Genetic Algorithms for Geotechnics (Version 1.0)*. Zenodo. <https://doi.org/10.5281/zenodo.13998194>
- Ruiz López, A.; Taborda, D. M. G.; Tsiamposi, A.; Go, J.; Dingle, H. (2025). *A data-driven macroelement model for suction buckets in sand*. Proceedings of the 5th International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, Nantes, France. <https://doi.org/10.53243/ISFOG2025-347>
- Ruiz López, A.; Taborda, D. M. G.; Tsiamposi, A.; Pedro, A. M. G.; Hardy, S. (2024). *Applying machine learning to the development of surrogate models for shafts in clay*. Proceedings of the XVIII ECSMGE 2024, Lisbon, Portugal, CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9781003431749-133>
- Sacks, J.; Welch, W. J.; Mitchell, T. J.; Wynn, H. P. (1989). *Design and Analysis of Computer Experiments*. Statistical science. 4 (4), pp. 409-423. <http://doi.org/10.1214/ss/1177012413>
- Sailer, E.; Taborda, D. M. G.; Zdravkovic, 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>
- Saltelli, A.; Annoni, P.; Azzini, I.; Campolongo, F.; Ratto, M.; Tarantola, S. (2010). *Variance based sensitivity analysis of model output. Design and estimator for the total sensitivity index*. Computer Physics Communications. 181 (2), pp. 259-270. <https://doi.org/10.1016/j.cpc.2009.09.018>
- Sanchez Fernandez, J.; Provost, A.; Ruiz López, A.; Taborda, D. M. G. (2025). *A data-driven approach to predicting the long-term thermal performance of thermo-active piles*. Proceedings of the 3rd International Conference on Energy Geotechnics, Paris. <https://hal.science/hal-05343917v1>
- Sheil, B.; Anagnostopoulos, C.; Buckley, R.; Ciantia, M. O.; Febrianto, E.; Fu, J.; Gao, Z.; Geng, X.; Gong, B.; Hanley, K.; He, P.; Kolomvatsos, K.; Lopes, B. de C. F. L.; Ninic, J.; Previtali, M.; Rezanian, M.; Ruiz Lopez, A.; Sun, J.; Suryasentana, S.; Taborda, D. M. G.; Utili, S.; Whyte, S.; Zhang, P. (2026). *Artificial intelligence transformations in geotechnics: progress, challenges and future enablers*. Computers and Geotechnics. 189, 107604. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2025.107604>
- Simpson, T. W.; Poplinski, J. D.; Koch, P. N.; Allen, J. K. (2001). *Metamodels for Computer-based Engineering Design: Survey and recommendations*. Engineering with computers. 17 (2), pp. 129-150. <http://doi.org/10.1007/PL00007198>
- Sloan, S. W. (1987). *Substepping schemes for the numerical integration of elastoplastic stress-strain relations*. International Journal for Numerical Methods in Engineering. 24 (5), pp. 893-911. <https://doi.org/10.1002/nme.1620240505>
- Sloan, S. W.; Abbo, A. J.; Sheng, D. (2001). *Refined explicit integration of elastoplastic models with automatic error control*. Engineering Computations. 18 (1/2), pp. 121-194. <https://doi.org/10.1108/02644400110365842>
- Sobol', I. M. (2001). *Global sensitivity indices for nonlinear mathematical models and their Monte Carlo estimates*. Mathematics and Computers in Simulation. 55 (1), pp. 271-280. [https://doi.org/10.1016/S0378-4754\(00\)00270-6](https://doi.org/10.1016/S0378-4754(00)00270-6)

- Taborda, D. M. G.; Kontoe, S.; Tsiampousi, A. (2023). *IC MAGE Flow Model 01 – Nonlinearly varying anisotropic permeability (Version 1.0)*. Zenodo. <https://doi.org/10.5281/zenodo.7796383>
- Taborda, D. M. G.; Kontoe, S.; Tsiampousi, A. (2024a). *IC MAGE Model 01 – Strain-hardening/softening Mohr-Coulomb failure criterion with isotropic small strain stiffness (Version 2.2)*. Zenodo. <https://doi.org/10.5281/zenodo.13891265>
- Taborda, D. M. G.; Kontoe, S.; Tsiampousi, A. (2024b) *IC MAGE UMIP - Universal model interface for PLAXIS (Version 3.6)*. Zenodo. <https://doi.org/10.5281/zenodo.13890543>.
- Taborda, D. M. G.; Pedro, A. M. G.; Xia, H.; Hardy, S. (2025). *A methodology for improved predictions of surface ground movements around shafts*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering. 178 (4), pp. 479-493. <https://doi.org/10.1680/jgeen.24.00258>
- Taborda, D. M. G.; Potts, D. M.; Zdravkovic, L. (2016). *On the assessment of energy dissipated through hysteresis in finite element analysis*. Computers and Geotechnics. 71, pp. 180-194. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2015.09.001>
- Yang, Y.; Ruiz López, A.; Tsiampousi, A.; Taborda, D. M. G. (2026). *A novel adaptive sampling approach with batch selection for the automatic generation of surrogate models in geotechnical engineering*. Data-Centric Engineering. 7, e2. <https://doi.org/10.1017/dce.2025.10036>
- Yeow, H.-C.; Nicholson, D.; Man, C.-L.; Ringer, A.; Glass, P.; Black, M. (2014). *Application of observational method at Crossrail Tottenham Court Road station, UK*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering. 167 (2), pp. 182-193. <https://doi.org/10.1680/geng.13.00035>
- Yin, X.; Wang, H.; Pisanò, F.; Gavin, K.; Askarinejad, A.; Zhou, H. (2023). *Deep learning-based design model for suction caissons on clay*. Ocean Engineering. 286, 115542. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2023.115542>
- Zhang, P.; Yin, Z.-Y.; Zheng, Y.; Gao, F.-P. (2020). *A LSTM surrogate modelling approach for caisson foundations*. Ocean Engineering. 204, 107263. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2020.107263>

9 – APÊNDICE A: PARÂMETROS DO MODELO CONSTITUTIVO

Os parâmetros de referência do modelo IC MAGE M01 (Taborda et al., 2024a) para os materiais TG, LC, LGC e TS são retirados de Gawecka et al. (2017) e encontram-se reproduzidos no quadro seguinte. Note-se que, para todos os materiais, $p'_{ref} = 100 \text{ kPa}$ e $m_G = m_K = 1,0$.

Quadro A.1 – Parâmetros de referência do modelo IC MAGE M01.

Parâmetro	TG	LC	LGC	TS
$\phi'(^{\circ})$	35,0	25,0	27,0	40,0
$c \text{ (kPa)}$	0,0	5,0	25,0	0,0
$\psi(^{\circ})$	17,5	12,5	13,5	20,0
$G_{ref} \text{ (MPa)}$	41,9	51,7	51,9	65,3
a	$1,45 \times 10^{-4}$	$5,60 \times 10^{-5}$	$1,10 \times 10^{-4}$	$4,60 \times 10^{-5}$
b	1,0	0,90	0,95	0,85
RG_{min}	0,035	0,065	0,047	0,026
$K_{ref} \text{ (MPa)}$	49,8	26,7	61,3	29,8
r	$2,47 \times 10^{-4}$	$1,27 \times 10^{-4}$	$6,50 \times 10^{-5}$	$1,55 \times 10^{-4}$
s	1,25	1,80	1,40	1,10
RK_{min}	0,154	0,133	0,076	0,279

10 – APÊNDICE B: RESUMO DO PROCESSO DE TREINO DOS METAMODELOS

Os Quadros B.1 e B.2 apresentam um resumo dos hiperparâmetros adotados no treino dos metamodelos para cada uma das fases de escavação, bem como os valores de R^2 obtidos para os conjuntos de treino e de teste, evidenciando uma boa capacidade de generalização dos metamodelos treinados.

Quadro B.1 – Hiperparâmetros de treino e desempenho dos metamodelos para as fases 2, 4 e 6.

Hiperparâmetro	Fase 2	Fase 4	Fase 6
Camadas ocultas	[4096, 2048, 1024]	[4096, 2048, 1024]	[4096, 2048, 1024]
Função de ativação	Mish	Mish	Mish
Taxa de aprend. inicial	10^{-4}	10^{-4}	10^{-4}
Tamanho do lote	64	64	64
Taxa de aband. aleatório	0,25	0,25	0,25
Peso de energia de flexão	10^{-4}	10^{-4}	10^{-4}
Redução de peso L2	10^{-5}	10^{-5}	10^{-5}
R^2 (treino)	0,9947	0,9988	0,9991
R^2 (teste)	0,9820	0,9952	0,9896

Quadro B.2 – Hiperparâmetros de treino e desempenho dos metamodelos para as fases 8, 10 e 11.

Hiperparâmetro	Fase 8	Fase 10	Fase 11
Camadas ocultas	[2048, 1024, 512]	[4096, 2048, 1024]	[1024 $\times$ 4]
Função de ativação	GeLu	Mish	Mish
Taxa de aprend. inicial	10^{-4}	10^{-4}	10^{-4}
Tamanho do lote	128	64	128
Taxa de aband. aleatório	0,10	0,25	0,35
Peso de energia de flexão	0,0	10^{-4}	10^{-4}
Redução de peso L2	10^{-5}	10^{-5}	10^{-4}
R^2 (treino)	0,9993	0,9989	0,9933
R^2 (teste)	0,9895	0,9841	0,9775

MODELAÇÃO NUMÉRICA DOS EFEITOS DE SÍTIO SÍSMICOS EM LISBOA: TOPOGRAFIA E MORFOLOGIA DO SUBSOLO

Numerical modelling of the seismic site effects in Lisbon: topographic and shallow morphology

Liliana Oliveira^{a,b}, Rui Carrilho Gomes^c, Paula Teves-Costa^{a,d}

^a Instituto Dom Luiz, Faculdade de Ciências, Universidade de Lisboa, Portugal

^b Câmara Municipal de Lisboa, Portugal

^c CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal

^d CERU – Centro Europeu de Riscos Urbanos, Portugal

RESUMO – Lisboa apresenta um risco sísmico moderado a elevado devido à sua história sísmica, importância socioeconómica e densidade populacional. Além disso, o contexto geológico da cidade caracteriza-se por uma estrutura litostratigráfica complexa, variação topográfica significativa, camadas inclinadas, camadas de rochas sedimentares intercaladas em depósitos de solo, bem como camadas de areia e argila na mesma unidade geológica que conduzem a inversões no perfil de velocidade da onda de corte e a uma grande dispersão das propriedades geotécnicas dentro de cada unidade geológica. Os efeitos de sítio foram avaliados através da análise da resposta sísmica local, ao longo de dois perfis representativos das condições geomorfológicas da cidade, considerando os dois tipos de ação sísmica definidos no Anexo Nacional do Eurocódigo 8. Os resultados são apresentados em termos de fatores de amplificação e espetros de resposta em pontos selecionados, sendo a razão espectral 2D/1D utilizada para identificar as áreas onde predominam os efeitos sísmicos bidimensionais.

ABSTRACT – Lisbon has a moderate to high seismic risk due to its historical seismicity, socioeconomic importance, and dense urbanization. Furthermore, the geological context features a complex lithostratigraphic structure, significant topographic variation, inclined layers, interbedded sedimentary rock layers within soil deposits, sand and clay layers in the same geological unit, leading to cases of shear wave velocity inversion and a large scatter of geotechnical properties within each geological unit. The seismic site effects in Lisbon were assessed through local seismic response analysis along two cross-sections representative of the geomorphological conditions in the city and adopting the two types of seismic action defined in the Portuguese National Annex of Eurocode 8. The results are presented in terms of amplification factors and response spectra at selected points, and the 2D/1D spectral ratio highlighted the areas where 2D seismic effects prevail.

Palavras Chave – resposta sísmica local, modelação numérica, fatores de amplificação.

Keywords – seismic site response, numerical modelling, amplification factors.

E-mails: lcaoliveira@ciencias.ulisboa.pt (L. Oliveira), rui.carrilho.gomes@tecnico.ulisboa.pt (R.C. Gomes), ptcosta22@gmail.com (P. Teves-Costa)

ORCID: orcid.org/0000-0001-8639-743X (L. Oliveira), orcid.org/0000-0002-7794-5075 (R.C. Gomes), orcid.org/0000-0002-9811-0317 (P. Teves-Costa)

1 – INTRODUÇÃO

Lisboa apresenta um risco sísmico de moderado a elevado devido à sua história sísmica, importância socioeconómica e densidade populacional. O contexto geológico da cidade é caracterizado por uma estrutura litostratigráfica complexa, que incluir uma variação topográfica significativa, camadas inclinadas, intercalação de camadas de rochas sedimentares em depósitos de solo, bem como camadas de areia e argila na mesma unidade geológica (Moitinho de Almeida, 1986; Teves-Costa et al., 2001). Estas características conduzem a casos de inversão no perfil de velocidade da onda de corte e a uma grande dispersão das propriedades geotécnicas dentro de cada unidade geológica (e.g., Almeida, 1991; Teves-Costa et al., 2011). O enquadramento morfológico da cidade é caracterizado pela existência de várias colinas e vales relativamente pouco profundos, relativos às antigas ribeiras da cidade e atualmente preenchidos por depósitos aluvionares. A combinação destes fatores torna premente a caracterização dos efeitos de sítio para delimitação de áreas cuja perigosidade local é semelhante e contribuir para o planeamento urbano a longo prazo e mitigação do risco sísmico.

As condições locais do terreno podem modificar significativamente as principais características do movimento sísmico do solo, incluindo a sua amplitude, duração e conteúdo de frequências. A extensão da sua influência depende da geometria e das propriedades dos materiais subjacentes, da topografia do local e das características do movimento sísmico (Kramer, 1996). Os efeitos de sítio podem ser classificados em três tipos: resposta sísmica local, efeito de bacia ou de vale, e efeito topográfico (Kramer, 1996). A resposta sísmica local está associada à amplificação do movimento do solo devido ao contraste de impedâncias entre camadas. O efeito de bacia ou de vale relaciona-se com a influência da estrutura bi- ou tridimensional de bacias aluvionares no movimento sísmico, incluindo a reflexão das ondas e geração de ondas superficiais nas suas margens. O efeito topográfico refere-se à influência da topografia superficial na reflexão e amplificação das ondas sísmicas. Podem ainda ocorrer efeitos 2D relacionados com a morfologia do subsolo, como a presença de camadas inclinadas.

Ao longo das últimas décadas, foram realizados diversos estudos que caracterizam os efeitos de sítio bidimensionais no movimento do solo (e.g., Bard e Bouchon, 1985; Bard, 1999; Chávez-García e Faccioli, 2000; Raptakis et al., 2004; Cauzzi et al., 2010; Vessia et al., 2011; Pagliaroli et al., 2011; Abraham et al., 2015; Riga et al., 2016; Madiari et al., 2017; Amoroso et al., 2018; Alleanza et al., 2019; Molina et al., 2019; Rodriguez-Plata et al., 2021).

Os primeiros estudos pioneiros sobre a resposta do solo em vales foram realizados através de métodos analíticos e experimentais na década de oitenta (e.g., Bard e Bouchon, 1985), fornecendo um enquadramento geral para o estudo das características comuns da resposta em vales através de simulações numéricas.

A evidência dos efeitos topográficos provém de observações macrossísmicas, estudos instrumentais, abordagens analíticas e de modelação numérica que aumentaram desde o trabalho inicial de Boore (1972). Bard (1999) apresenta uma revisão abrangente sobre os efeitos da topografia na resposta do solo a movimentos sísmicos.

O conceito de fator de agravamento foi introduzido pela primeira vez por Chávez-García e Faccioli (2000) para estabelecer a ligação entre efeitos unidimensionais e multidimensionais.

Pagliaroli et al. (2011) realizaram análises numéricas da resposta local na colina de Nicastro (Itália) e concluíram que a amplificação topográfica máxima ocorre no topo da colina. Os fatores de amplificação topográfica calculados foram também comparados com o Eurocódigo 8 (EC8) e com valores derivados de estudos analíticos e numéricos presentes na literatura. Os fatores de amplificação topográfica no topo da colina de Nicastro correspondem satisfatoriamente à tendência média dos dados derivados da literatura, enquanto as recomendações do EC8 representam um limite inferior, uma vez que os fatores de amplificação estimados se situaram entre 25% e 35%, valores superiores aos sugeridos pelo EC8.

Riga et al. (2016) realizaram diversas análises numéricas da resposta viscoelástica linear de bacias sedimentares trapezoidais para avaliar a sensibilidade dos seus atributos de resposta sísmica 2D a parâmetros relacionados com a geometria da bacia (largura, espessura e ângulos de inclinação das fronteiras laterais) e com as propriedades dinâmicas do solo (velocidades das ondas de corte e de compressão, densidade do solo e atenuação).

Rodriguez-Plata et al. (2021) investigaram a resposta sísmica local da bacia de Norcia (Itália), com base em modelos numéricos de resposta do solo 1D e 2D. Os autores estimaram fatores de agravamento dependentes do período que quantificaram a diferença entre a resposta de sítio 2D e 1D em dois perfis transversais representativos da bacia. A variabilidade dos fatores de agravamento dependentes do período foi explorada considerando os efeitos do conteúdo de frequências do movimento de entrada, da razão de amortecimento e da irregularidade da interface aluvião-substrato rochoso. Embora os sedimentos da bacia sejam compostos por solos bastante rijos, demonstrou-se que a bacia de Norcia modifica e amplifica consistentemente o movimento do solo.

Neste estudo, os efeitos de sítio foram avaliados através da análise da resposta sísmica local ao longo de dois perfis representativos das condições geomorfológicas da cidade, baseados em duas secções geológicas profundas (~100 m) de Moitinho de Almeida (1986), considerando os dados geotécnicos disponíveis e duas ações sísmicas com período de retorno de 475 anos, conforme definido no Anexo Nacional do Eurocódigo 8 (EC8-N.A., IPQ, 2010). Os resultados são expressos em termos de fatores de amplificação e espectros de resposta em pontos selecionados, recorrendo-se à razão espectral 2D/1D para identificar as áreas onde predominam os efeitos sísmicos bidimensionais, e comparados com os valores de referência do Eurocódigo 8 à luz das características geomorfológicas locais.

2 – BREVE CARACTERIZAÇÃO GEOMORFOLÓGICA DA CIDADE

O contexto geológico da cidade de Lisboa é caracterizado por uma estrutura litostratigráfica complexa, apresentando vários contrastes no terreno em resultado de longos processos tectónicos e deposicionais que ocorreram desde o início do Cretácico Superior, há aproximadamente 100 Ma (Figura 1).

No quadrante sudoeste da cidade afloram as formações do Cretácico, compostas por calcários e margas da Formação da Bica (C3) e Formação de Caneças (C2) e pelas rochas basálticas do Complexo Vulcânico de Lisboa (CVL). Os complexos cretácicos identificam tipicamente o substrato rochoso. Estruturalmente, estas unidades cretácicas são significativamente afetadas por falhas e dobramentos, particularmente no Vale de Alcântara e em Monsanto, com falhas orientadas NE-SO, NNE-SSW e NNW-SSE (ver Figura 1).

Nas zonas norte e este, emergem as formações cenozoicas, principalmente dos períodos Paleogénico (em particular Eocénico-Oligocénico, 56-23 Ma) e do Miocénico (23-5,3 Ma), associadas à génese e evolução da bacia do rio Tejo. A Formação de Benfica (FB), de idade paleogénica, apresenta uma composição heterogénea, incluindo conglomerados, grés, siltitos, argilitos, calcários e margas, corresponde à transição entre as formações miocénicas e o CVL, aflorando na parte noroeste da cidade e estendendo-se para o centro (Almeida, 1991).

Durante o Miocénico, uma conexão com o mar permitiu a deposição de uma sequência estuarina completa, com alternância de fácies marinha e continental, cuja espessura completa pode atingir aproximadamente 300 m. A sequência miocénica forma um monoclinal que mergulha para leste (7-10°), onde é mais espessa, e apresenta litologia diferenciada, composta essencialmente por areias, arenitos, argilas, siltitos e calcários (Cotter, 1956).

As diferentes unidades litostratigráficas que compõe a série miocénica apresentam propriedades geotécnicas variáveis dependendo da composição, espessura e grau de consolidação (Cotter, 1956). Ensaio laboratoriais (Almeida, 1991) indicam que tanto a série miocénica como a Formação Benfica representam um substrato sobreconsolidado: os solos arenosos do Miocénico são altamente compactados, enquanto as argilas têm um comportamento rígido, mas são frequentemente

fissuradas. A meteorização do horizonte superficial do solo é provocada pela erosão das camadas de cobertura, o que resulta na sobreconsolidação e na perda das propriedades originais destas unidades geológicas.

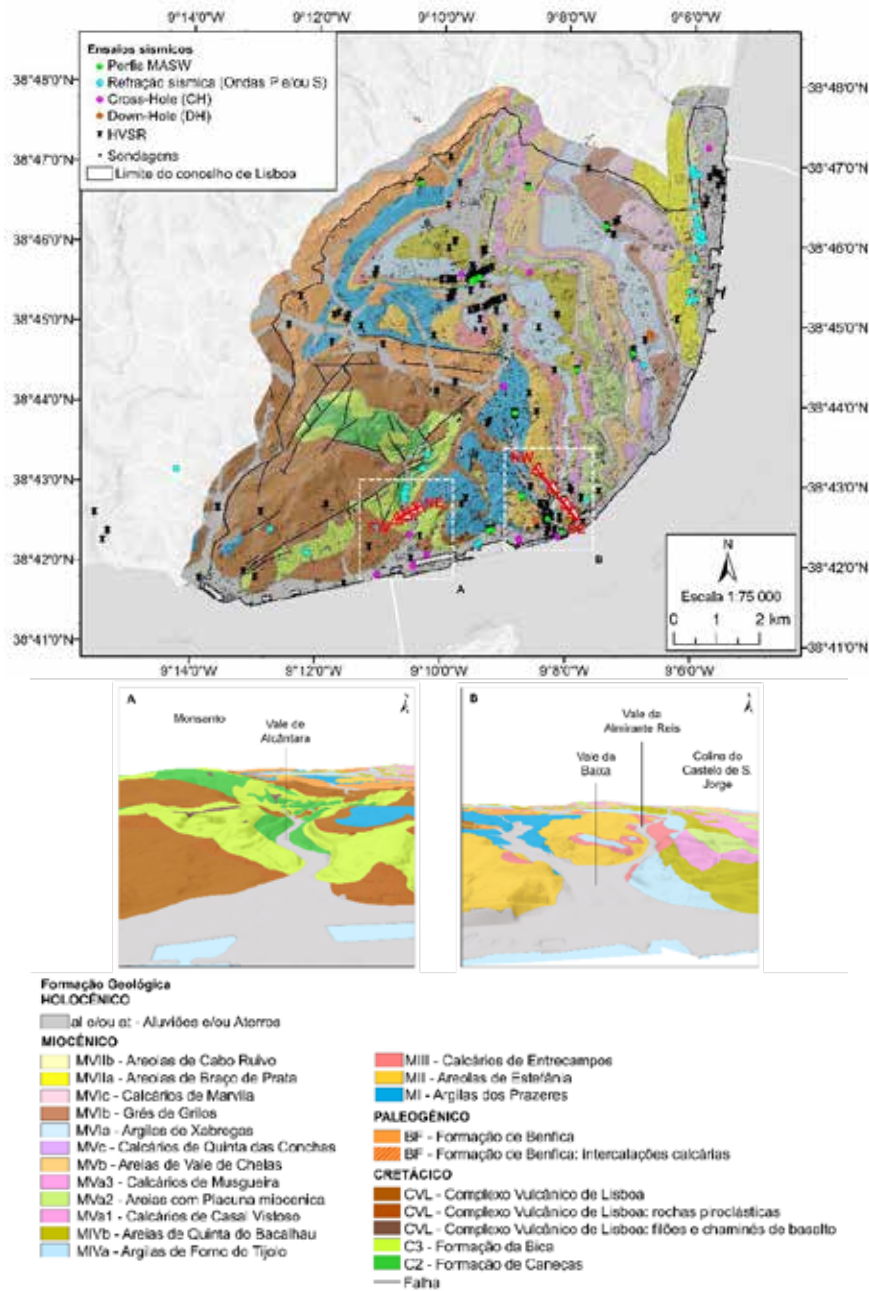


Fig. 1 – Carta geológica do concelho de Lisboa (adaptado de Moitinho de Almeida, 1986): distribuição espacial dos dados geofísicos e geotécnicos disponíveis e dos perfis em estudo. Representação ilustrativa 3D dos locais em estudo: [A] Vale de Alcântara (sobrelevação 2x) e [B] Colina do Castelo (sobrelevação 2x).

Observam-se falhas E-W no contacto entre a Formação Benfica e o Miocénico a norte do anticlinal de Monsanto (Almeida, 1986). A Falha do Vale Inferior do Tejo (FVIT) é uma importante falha tectónica com um padrão NE-SW que se estende ao longo da margem do rio (Almeida e Almeida, 1997), enquanto a região de Alfama (zona central da cidade) apresenta uma sequência de falhas NE-SW e E-W que provocam o levantamento local da base da série miocénica, afetando a morfologia local e levando ao aparecimento de fontes termais (Almeida, 1991).

A topografia de Lisboa apresenta sete pequenas colinas irregulares separadas por longos e estreitos vales, correspondentes a antigas ribeiras hoje preenchidas por depósitos aluvionares (al). Estes depósitos são compostos por areias, cascalhos arenosos e argilas arenosas. Ao longo da margem do rio predominam os depósitos fluviais do Holocénico, apresentando uma variação lateral e vertical de fácies significativa, frequentemente saturados, que se estendem até profundidades de 30 m (Almeida, 1991; Teves-Costa et al., 2001). Os aterros (at), de natureza antropogénica, preenchem diversas depressões naturais ou artificiais, cobrem diversas áreas em toda a cidade e na margem do Rio Tejo. Estas formações de cobertura são altamente heterogéneas, com espessura variável e baixa resistência, o que as torna críticas para investigações locais, apesar de serem indistinguíveis à escala da carta geológica (Almeida, 1991; Oliveira et al., 2020).

3 – DADOS E METODOLOGIA

3.1 – Dados geofísicos e geotécnicos

Este trabalho considera todos os dados geofísicos compilados por Oliveira et al. (2023), correspondentes à velocidade das ondas de compressão (V_P) e das ondas de corte (V_S), provenientes de levantamentos geofísicos realizados em Lisboa e na área limítrofe da cidade, complementando assim a base de dados com perfis realizados em unidades geológicas menos caracterizadas. Esta base de dados inclui também um conjunto de dados de frequência do solo calculados a partir de medições de vibrações ambientais realizadas em vários locais da cidade.

A base de dados geofísica (ver localização dos levantamentos na Figura 1) inclui 60 perfis de refração sísmica, 13 perfis de análise multicanal de ondas superficiais (MASW), 14 ensaios *cross-hole* (CH), 2 ensaios *down-hole* (DH) e 179 medições de vibrações ambientais (HVSr).

Com base neste conjunto de dados, Oliveira et al. (2023) calcularam uma regressão que relaciona a variação da V_S com a profundidade para cada formação geológica, à escala da cidade, contribuindo para a parametrização dos modelos do subsolo do presente estudo.

A Figura 1 inclui ainda 12696 sondagens, a maioria com resultados de ensaios SPT, obtidos a partir de 2296 relatórios geotécnicos pertencentes à base de dados geotécnica do Município de Lisboa (GDB) (Almeida et al., 2010). Estas sondagens foram realizadas desde 1935 por diferentes empresas, pelo que o conjunto de dados/informação disponibilizada não é homogéneo (p.e., equipamento usado, critério para término do ensaio SPT, informações à cota da boca da sondagem, interpretação geológica). Assim, foi feita uma análise integrada das sondagens e das secções geológicas de Moitinho de Almeida (1986) para a construção dos modelos geotécnicos. Especificamente, na definição dos modelos 1D utilizou-se a informação dos perfis litostratigráficos dos registos das sondagens. Na elaboração dos perfis 2D, os dados das sondagens localizadas na sua proximidade foram cruzados com as secções geológicas para validar e calibrar o traçado da geometria das camadas litológicas. Desta forma pretendeu-se garantir representatividade e fidelidade dos modelos numéricos face à informação geológica e geotécnica disponível.

A distribuição espacial das sondagens, apresentada na Figura 1, não é uniforme e, consequentemente há zonas da cidade que apresentam uma elevada concentração de sondagens, enquanto noutras não existe informação geotécnica (ver Figura 1). A diversidade geológica e a evolução urbana são as principais responsáveis por esta distribuição. Além disso, as sondagens mais profundas (> 30 m) localizam-se na zona ribeirinha e em determinadas zonas da área metropolitana de Lisboa (Oliveira et al., 2023). Cerca de 56% das sondagens atinge profundidades entre 10 e 20

m, enquanto cerca de 22% têm uma profundidade inferior a 10 m e 14% têm uma profundidade entre os 20 e os 30 m. Apenas cerca de 8% das sondagens ultrapassam os 30 m, sendo que a mais profunda atinge os 261 m, correspondente a uma sondagem hidrogeológica.

3.2 – Perfis geológico-geotécnicos: caracterização dos modelos

Os perfis foram construídos com base nas secções geológicas apresentadas por Moitinho de Almeida (1986). A carta geológica (Figura 1) e a correspondente coluna litostratigráfica sintética (Moitinho de Almeida, 1986) foram usadas para estimar a espessura das formações nos casos em que não existe outra informação disponível.

O perfil 1 (SW-NE) intersecta o Complexo Vulcânico de Lisboa (CVL), composto por rochas basálticas, a Formação da Bica (C3) e a Formação de Caneças (C2), compostas por calcários e margas (Figura 2-A). A SW do perfil, aflora a Formação da Bica, coberta por uma camada de aterro com cerca de 3 m de espessura. Na zona central, o perfil cruza o Vale de Alcântara, caracterizado por um declive de aproximadamente 25° e cerca de 160 m de largura, encontrando-se preenchido por depósitos de cobertura com uma espessura máxima de 23 m. A NE do perfil, aflora o CVL, formando uma colina. O perfil 2 (NW-SE) é caracterizado por uma variação topográfica significativa, marcada pela presença de uma colina 90 m acima do nível médio do mar e por um vale adjacente pouco profundo, com cerca de 95 m de largura, preenchido por sedimentos aluvionares com uma espessura aproximada de 15 m. Abaixo das camadas miocénicas, o substrato geológico é composto pelo CVL, Formação da Bica e Formação de Caneças (Figura 2-B).

A função de transferência determinada através de simulações numéricas na gama do comportamento elástico linear foi comparada com a curva H/V baseada em medições de vibrações ambientais. Se a frequência de pico da curva H/V (frequência de ressonância experimental) coincidir com a frequência de pico das funções de transferência (frequência de ressonância numérica), considera-se que o modelo numérico apresenta uma calibração adequada da frequência fundamental, validando a geometria e a rigidez global das camadas. No entanto, importa salvaguardar que esta concordância não garante a representatividade integral de todas as propriedades dinâmicas do modelo, uma vez que o método H/V quantifica essencialmente a frequência de ressonância e nem sempre replica fielmente a amplitude ou a forma detalhada da função de transferência. A sua reprodução numérica pode ser de difícil ajuste devido à presença de inversões de velocidade e contrastes de impedância complexos dada a estrutura litostratigráfica do subsolo (p.e., perfis 1D da Figura 3). Embora a amplitude numérica pudesse ser controlada através do ajuste dos valores de V_s das diferentes camadas, estes valores foram estimados a partir de equações V_s -profundidade baseadas em resultados de ensaios de campo. Como tal, optou-se por adotar os valores estimados a partir da análise de perfis de velocidade das ondas S *in situ* na validação e análise. Previamente à realização das análises bidimensionais, procedeu-se à calibração e verificação dos perfis 1D que integram os perfis geológico-geotécnicos 2D, através da comparação das frequências de pico 1D no domínio elástico linear ($f_{NS,1D}$) com as frequências de pico obtidas a partir das medições HVSR mais próximas (f_{HVSr}). Como mencionado anteriormente, esta etapa preliminar visa garantir que as propriedades dinâmicas e a estratigrafia local de cada coluna de solo isolada estão corretamente representadas, constituindo um pré-requisito para a posterior modelação 2D. Para esta análise, no domínio elástico linear, foi considerado apenas um acelerograma, de forma a avaliar a resposta da coluna de solo independente da variabilidade da ação sísmica, que será tida em conta na análise linear equivalente subsequente. Os resultados encontram-se apresentados na Figura 3.

De um modo geral, obteve-se um bom ajuste entre f_{HVSr} e $f_{NS,1D}$ (intervalo de $\pm 0,50$ Hz), como é possível observar na Figura 3. No entanto, é de ressaltar que a presença de inversões de V_s no perfil de solo, bem como alguns contrastes de impedância pouco significativos, leva a que a identificação de um pico de frequência na curva H/V e correspondente pico nos resultados da modelação unidimensional seja de maior dificuldade e apresente uma maior incerteza (p.e., Figura 3-C).

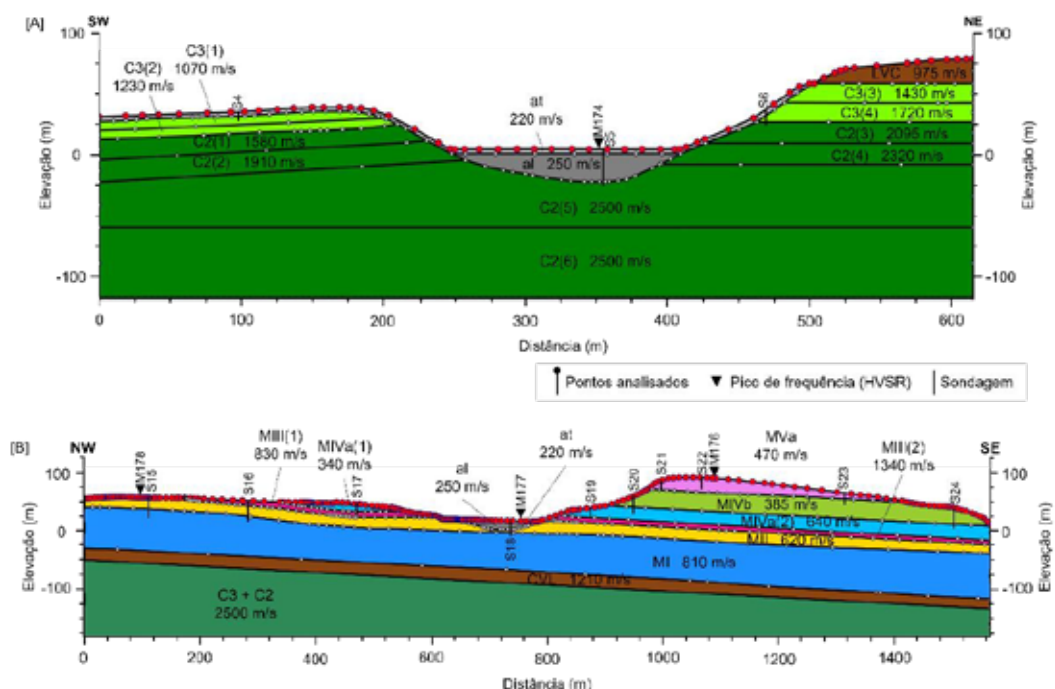


Fig. 2 – Perfis geológico-geotécnicos 2D: [A] perfil 1 e [B] perfil 2. A localização de cada perfil está identificada na Figura 1. As formações geológicas estão coloridas de acordo com a Figura 1, bem como as suas abreviaturas. O valor de V_s de cada formação geológica está também identificado.

Face à complexidade litológica e geométrica dos perfis em análise a validação e aferição da robustez dos efeitos 2D gerados pelo modelo será feita de forma detalhada na secção dos Resultados por comparação com estudos paramétricos e resultados de outros casos de estudo na Europa presentes na literatura (p.e., Riga et al., 2016; Pagliaroli et al., 2011; Pagliaroli et al., 2020).

A profundidade do substrato sísmico foi calibrada através da comparação da frequência fundamental do terreno (medições HVSr) com a frequência de ressonância calculada através da análise de resposta sísmica (1D) realizada no mesmo local. De um modo geral, a profundidade do substrato sísmico adotada nos modelos numéricos apresentou uma boa concordância com as curvas H/V.

O substrato sísmico pode ser associado às rochas basálticas do CVL e aos calcários do Cretácico das formações C3 e C2. Os ensaios geofísicos na zona sudoeste da cidade (ver Figura 1) indicam valores máximos de V_s entre os 1500 e os 2500 m/s até profundidades de cerca de 35 m. De acordo com as equações V_s -profundidade derivadas por Oliveira et al. (2023), a velocidade da onda de corte aumenta com a profundidade, considerando o aumento da tensão efetiva.

No caso dos modelos analisados, o substrato sísmico estará a profundidades superiores a 80-90 m, com valores de V_s estimados com base nas equações V_s -profundidade iguais ou superiores a 2500 m/s, particularmente para as formações C3 e C2.

Para avaliar o impacto da variação da velocidade de propagação das ondas de corte (V_s) da camada inferior na resposta sísmica do solo, foi realizada uma análise de sensibilidade considerando um intervalo de diferentes valores de V_s , entre 2000 e 3000 m/s, e os perfis 1D que representam a estrutura do subsolo de cada perfil 2D. Foi igualmente considerado apenas um acelerograma para esta análise.

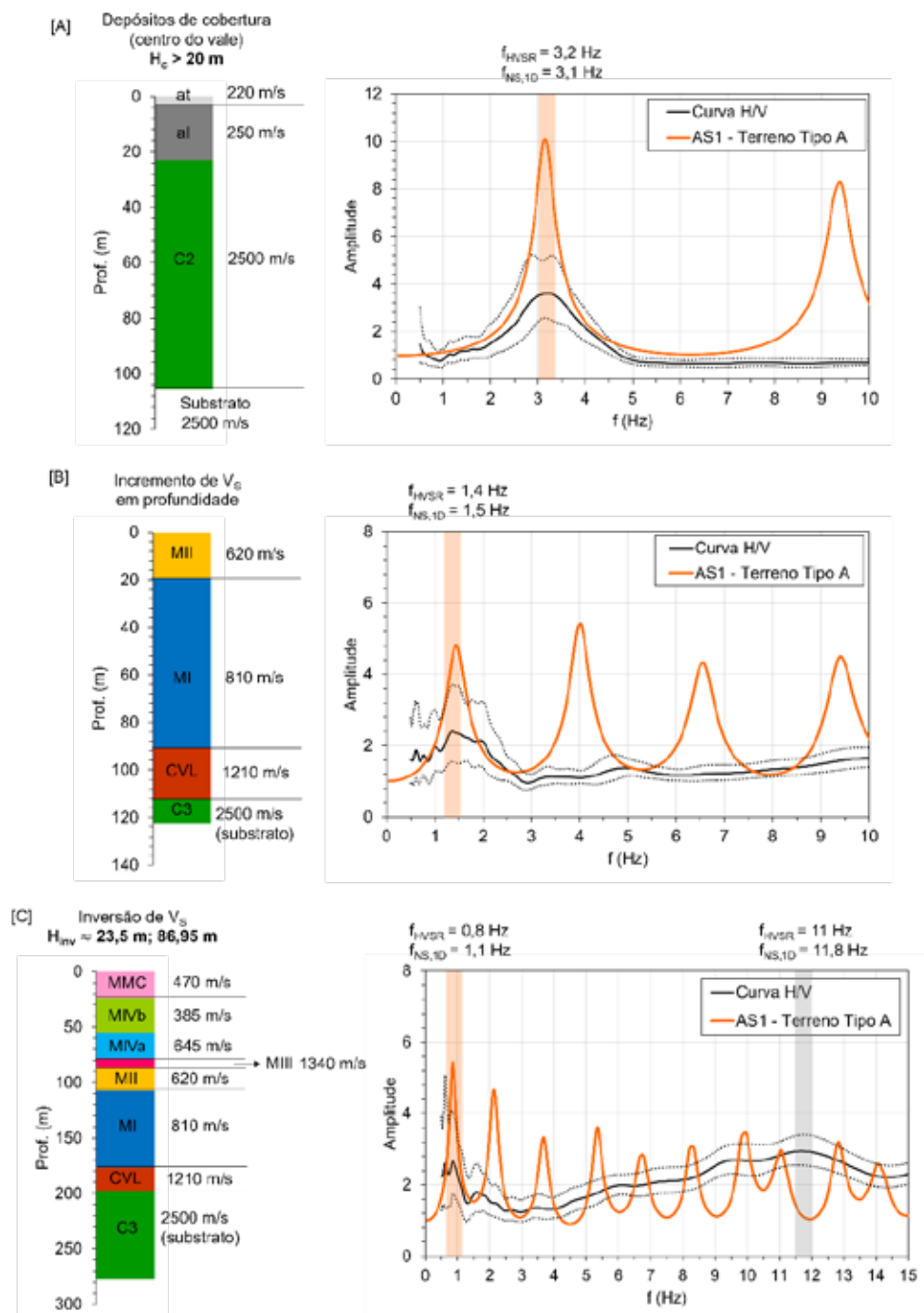


Fig. 3 – Validação dos perfis 1D com base na comparação do pico de frequência obtido a partir da análise elástica linear 1D ($f_{NS,1D}$) e da medição HVSr (f_{HVSr}): [A] centro do vale de Alcântara (ponto C) e correspondente HVSr-M174; [B] NW do perfil 2 (ponto A) e HVSr-M178; [C] topo da colina do Castelo (ponto C) e HVSr-M176 (perfil 2) (ver Figura 2).

Para o perfil 1, observou-se que ocorre uma pequena variação (1-3%) da aceleração espectral em torno do valor de pico (Figura 4-A e B); portanto, o valor de V_S da camada inferior desempenha um papel menor na resposta sísmica do solo. No caso do perfil 2, a aceleração espectral de pico varia entre 2% e 20%, enquanto na restante gama de períodos a variação não é significativa (Figura 4-C e D). Devido à incerteza nas propriedades e profundidade do substrato, foi adotado um valor de V_S de 2500 m/s para ambos os perfis.

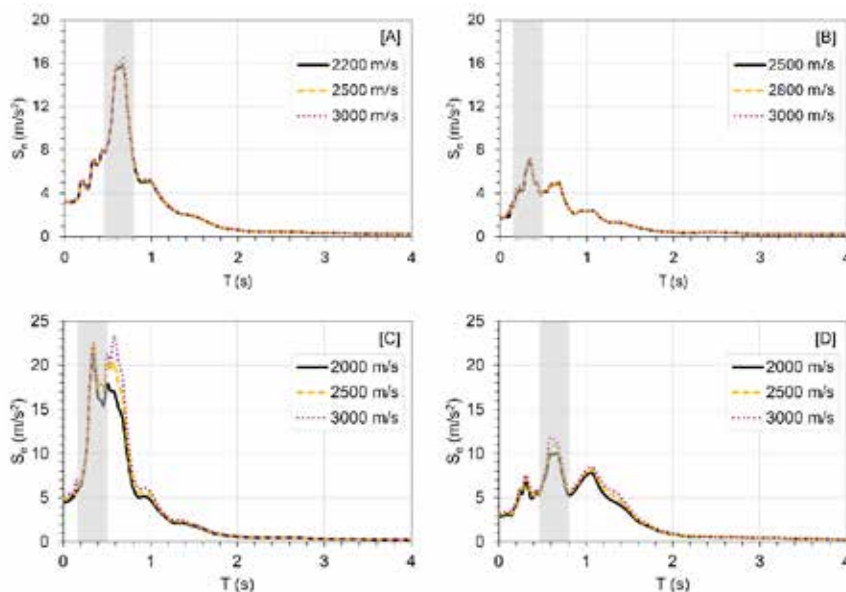


Fig. 4 – Espectros de resposta considerando um intervalo de diferentes valores de V_S (2000, 2200, 2500, 2800 e 3000 m/s) para o substrato dos perfis 1D representativos dos perfis 2D (ver Figura 2): [A] perfil 1 – ponto C, [B] perfil 1 – ponto E, [C] perfil 2 – ponto B e [D] perfil 2 – ponto C. A barra cinzenta indica o pico da aceleração espectral.

Almeida (1991) apresentou uma caracterização geotécnica das formações geológicas à escala da cidade com base em ensaios *in situ* e laboratoriais, apresentando um intervalo de valores para o peso específico (γ), índice de plasticidade (IP) e razão de sobreconsolidação (OCR). No entanto, esta caracterização é, por vezes, baseada num pequeno conjunto de dados que pode não ser representativo de toda a unidade geológica.

De forma geral, o peso específico varia entre 15 e 21 kN/m³. Contudo, não existem valores para este parâmetro para uma parte significativa das formações geológicas (52%). O índice de plasticidade foi medido para uma grande percentagem de unidades geológicas (71%). A composição heterogénea das unidades geológicas reflete-se nos valores de IP medidos, caracterizados por valores que variam, maioritariamente, entre 7% e 20%, com um valor máximo de IP = 30%. A OCR indica valores médios com base em ensaios laboratoriais realizados em amostras muito remexidas. Um número limitado de valores para estes parâmetros é também apresentado em alguns relatórios geotécnicos.

Oliveira (2024) realizou uma análise paramétrica para avaliar o impacto das variações dos parâmetros geotécnicos acima referidos na redução do módulo de rigidez (G) e nas curvas de amortecimento (D). De um modo geral, a variação do peso específico impacta ligeiramente os resultados obtidos para as areias e argilas. Os espectros de resposta variam entre ~3% a ~8% em torno da aceleração espectral máxima. A variação de IP tem um ligeiro efeito na resposta sísmica em solos argilosos, apresentando diferenças de ~5% em torno do intervalo do período de pico. Os espectros de

resposta obtidos são independentes da taxa de sobreconsolidação. Apesar de a análise evidenciar o efeito individual de cada variável, considera-se que as simulações apresentam uma incerteza paramétrica intrínseca.

Os valores de peso específico foram atribuídos a cada unidade geológica considerando os intervalos de valores γ estabelecidos por Almeida (1991) e alguns outros resultados de relatórios geotécnicos, de acordo com o aumento da tensão efetiva. Para os depósitos aluviais foi considerado um valor médio, independentemente da sua composição variável.

Os valores do índice de plasticidade foram estabelecidos considerando os intervalos de valores de PI de Almeida (1991) e outros relatórios geotécnicos, bem como a composição litológica de cada unidade geológica. Atribui-se um comportamento não plástico (NP) às unidades geológicas com composição predominantemente arenosa.

Dadas as propriedades litológicas de Lisboa, a taxa de sobreconsolidação de cada unidade geológica foi ajustada com base nos poucos resultados de ensaios laboratoriais.

A velocidade das ondas de corte (V_s) de cada unidade geológica foi estimada a partir das equações V_s -profundidade de Oliveira et al. (2023), considerando a profundidade média de cada camada. A profundidade do substrato rochoso foi calibrada de modo a reproduzir numericamente as frequências de ressonância obtidas nos registos de vibrações ambientais (HVSr). O coeficiente de Poisson (ν) não foi medido diretamente, tendo sido adotados os valores $\nu = 0,49$ para solos saturados, $\nu = 0,35$ para solos não saturados e $\nu = 0,30$ para rochas (Oliveira et al., 2023).

Foram utilizadas as curvas de degradação de rigidez (G/G_0) e de amortecimento (D) propostas por Rollins et al. (1998) para solos granulares para descrever o comportamento dos depósitos de aterro e das formações MVa3, MVa2 e MVa1, dada a sua composição heterogénea comparável à de solos arenosos ricos em fragmentos de rocha. As curvas de Darendeli (2001) foram atribuídas aos depósitos aluvionares e às formações MIVb, MIVa, MII e MI. O comportamento do CVL foi descrito pelas curvas de Schnabel et al. (1972), e foi assumido comportamento viscoelástico linear com amortecimento $D = 1\%$ para as formações MIII, C3 e C2. Os parâmetros adotados para cada formação geológica encontram-se sintetizados no Quadro 1.

Quadro 1 – Parâmetros para os modelos geológico-geotécnicos utilizados nas análises numéricas 1D e 2D. As formações geológicas estão abreviadas de acordo com a legenda da Figura 1. NP indica solos não plásticos ($PI = 0\%$).

Formação geológica	V_s (m/s) (equação V_s - profundidade)	γ (kN/m ³)	PI (%)	OCR (-)	ν (-)	G/G_0 e D (%)
at	$1.45 \cdot z + 216.26$	17	NP	-	0.40	Rollins et al. (1998) (média)
al	$4.64 \cdot z + 228.86$	16	20	1.5	0.49	Darendeli (2001)
Complexo MMC (MVc, MIVb, MVa3, MVa2 e MVa1)	$5.57 \cdot z + 426.40$	18	NP	-	0.35	Rollins et al. (1998) ($G/G_{0,max}$ e D_{min})
MIVb	$0.25 \cdot z + 376.71$	18	NP	(1)	0.35	Darendeli (2001)
MIVa	$5.93 \cdot z + 342.46$	18	20	6	0.35	Darendeli (2001)
MIII	$63.66 \cdot z + 292.36$	19	NP	-	0.35	Linear $D = 2\%$
II	$6.06 \cdot z + 383.86$	19	NP	(1)	0.35	Darendeli (2001)
MI	$3.98 \cdot z + 509.75$	19	20	6	0.35	Darendeli (2001)
CVL	$2.48 \cdot z + 957.23$	22	NP	-	0.30	Schnabel et al. (1972)
C3	$29.15 \cdot z + 881.01$	22	NP	-	0.30	Linear $D = 1\%$
C2	$49.62 \cdot z + 671.60$	22	NP	-	0.30	Linear $D = 1\%$

3.3 – Ação sísmica

O EC8-A.N. (IPQ, 2010) define duas ações sísmicas: a ação sísmica do tipo 1 (AS1), associada a sismos interplaca (região Açores-Gibraltar, Atlântico), e a ação sísmica do tipo 2 (AS2), associada a sismos intraplaca. Para Lisboa, o zonamento sísmico estabelece acelerações máximas de referência (a_{gR}) de $1,5 \text{ m/s}^2$ (AS1) e $1,7 \text{ m/s}^2$ (AS2), adotadas na definição dos espectros de resposta de referência deste estudo.

A ação sísmica considerada corresponde a um período de retorno de 475 anos e baseia-se em dois conjuntos de sete acelerogramas selecionados a partir da *European Strong-Motion Database* (Luzi et al., 2020). Os registos foram obtidos em formações rochosas (terreno tipo A), em conformidade com o substrato sísmico adotado nos modelos em análise, garantindo que o movimento aplicado na base do modelo corresponde ao afloramento rochoso. Em detalhe:

- Ação sísmica tipo 1 (AS1) – magnitude de momento superior a 7, distância epicentral superior a 100 km e aceleração máxima horizontal acima de $\sim 0.8 \text{ m/s}^2$, de modo a excluir registos de fraca intensidade, não representativos de regiões de elevada sismicidade;
- Ação sísmica tipo 2 (AS2) – magnitude de momento entre 6 e 7 e distância epicentral entre 15 e 35 km.

Aplicaram-se fatores de escala (SF) aos acelerogramas de cada conjunto, de forma a ajustar a mediana dos espectros de resposta selecionados aos espectros de referência do EC8 ($SF_{AS1} = 1.88$ e $SF_{AS2} = 1.70$).

Os espectros de resposta com coeficiente de amortecimento igual a 5% são apresentados na Figura 5, tal como os respetivos espectros medianos e os espectros de referência do EC8-A.N. De forma geral, observa-se uma boa correspondência entre os espectros medianos obtidos e os espectros de referência definidos no EC8-A.N.

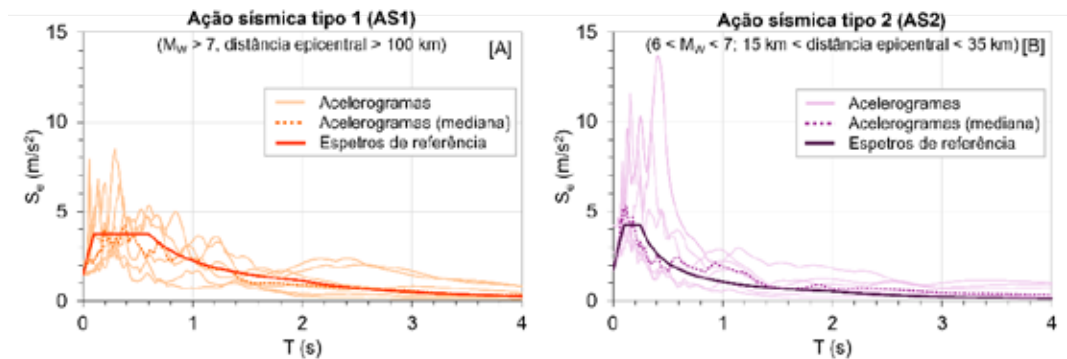


Fig. 5 – Espectros de resposta ($D = 5\%$) dos 2 conjuntos de 7 acelerogramas selecionados, baseados no cenário sísmico regulamentar: [A] AS1 e [B] AS2.

3.4 – Simulações numéricas: estimativa do fator de amplificação (AF) e do fator de agravamento (AGF)

O método linear equivalente foi utilizado em ambas as análises numéricas, recorrendo ao software STRATA (Kottke e Rathje, 2008) para a análise 1D, enquanto a análise 2D foi efetuada com o software LSR-2D (STACEC, 2017). As equações do movimento no software LSR-2D são formuladas através do método dos elementos finitos, assumindo comportamento viscoelástico e tensões totais.

A condição de fronteira de base elástica (*compliant base*) foi aplicada tanto nas análises 1D como nas 2D, sendo aplicada uma tensão de cisalhamento na base derivada do movimento medido no afloramento rochoso, de acordo com o procedimento inicialmente proposto por Tsai (1969) e posteriormente utilizado por Joyner e Chen (1975). Na análise 2D, a condição de campo livre (*free-field*) foi aplicada nas fronteiras laterais, permitindo a absorção das ondas refletidas, evitando a sua reintrodução artificial no modelo. No software LSR-2D isto é implementado através de amortecedores viscosos ligados entre os nós das fronteiras laterais e os nós de colunas de solo unidimensionais (colunas de campo livre) capazes de reproduzir o movimento em condições de campo livre.

A malha foi definida com elementos triangulares com dimensões ajustadas à velocidade das ondas de corte de cada unidade geológica, assegurando uma propagação de ondas precisa até uma frequência máxima de 15–20 Hz (Kuhlemeyer e Lysmer, 1973). O amortecimento viscoso foi introduzido através de uma formulação completa de amortecimento de Rayleigh, com duas frequências de controlo selecionadas automaticamente pelo programa, de modo a minimizar o sobre-amortecimento significativo em todas as gamas de frequência de interesse (Verrucci et al., 2022).

Os fatores de amplificação (AF) dependentes do período foram estimados a partir das análises 1D e 2D. Os AF são definidos pela razão entre os espetros de resposta em aceleração com 5% de amortecimento obtidos à superfície, $SA(T)_s$, e o parâmetro correspondente no afloramento rochoso de referência, $SA(T)_b$, integrados para os intervalos $T = 0,1\text{--}0,5$ s, $0,5\text{--}1,0$ s, $1,0\text{--}2,0$ s e $0,05\text{--}2,50$ s, de acordo com a Equação 1.

$$AF(T) = \frac{SA(T)_s}{SA(T)_b} \quad (1)$$

Para estimar o efeito adicional da resposta 2D relativamente à resposta 1D correspondente, foram calculados fatores de agravamento (AGF) dependentes do período, definidos como a razão entre os espetros de resposta medianos ($D = 5\%$) 2D ($SA_{2D}(T)$) e 1D ($SA_{1D}(T)$), obtidos à superfície, como descrito pela Equação 2 (Chávez-García e Faccioli, 2000).

$$AGF(T) = \frac{SA_{2D}(T)}{SA_{1D}(T)} \quad (2)$$

Neste estudo, AF_{1D} refere-se aos resultados da modelação numérica 1D, AF_{2D} refere-se aos resultados da modelação numérica 2D e AGF ao fator de agravamento associado aos efeitos 2D. Importa clarificar que a variação espacial contínua do AF_{2D} ilustrada graficamente na seção 4 constitui um resultado agregado direto do *software* LSR-2D. Contudo, para a avaliação precisa do AF_{2D} nos pontos de análise selecionados e correspondente cálculo do AGF, consideraram-se os espetros de resposta individuais obtidos a partir da análise numérica 2D referentes a cada acelerograma, tal como no procedimento adotado para a análise numérica 1D.

4 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nesta secção, apresentam-se e discutem-se os resultados da análise da resposta sísmica (1D e 2D) obtidos para os dois perfis geológico-geotécnicos em estudo, expressos em termos de espetros de resposta, fatores de amplificação (AF) e fatores de agravamento (AGF). Face à elevada densidade de informação e à comparação simultânea das abordagens unidimensional (1D) e bidimensional (2D) sob a solicitação de duas ações sísmicas distintas (AS1 e AS2), optou-se por cingir a representação gráfica (Figuras 6 a 9) aos valores medianos da resposta (percentil 50). Assim, visa-se privilegiar a legibilidade visual dos resultados. Não obstante, considerando a importância de avaliar a incerteza inerente à ação sísmica, a dispersão estatística introduzida pela variabilidade dos

conjuntos de acelerogramas é quantificada através do cálculo dos respetivos percentis 16 (P16) e 84 (P84). Neste contexto, a totalidade dos parâmetros estatísticos calculados para os fatores de amplificação e fatores de agravamento nos diferentes intervalos de período encontra-se sumariada no Quadro 2 para o Perfil 1 (Vale de Alcântara) e no Quadro 3 para o Perfil 2 (Colina do Castelo). Por sua vez, dada a natureza contínua dos espectros de resposta, a quantificação da incerteza (P16–P84) associada aos picos de aceleração espectral máxima é referida diretamente no texto para os pontos em análise de cada perfil.

4.1 – Perfil 1 (SW-NE): Vale de Alcântara

No perfil 1 o máximo de AF_{2D} ocorre no centro do vale (ponto C) no intervalo 0,1–0,5 s. Para AS1, a mediana de AF_{2D} é de 2,8, registando-se uma variação da resposta entre 2,3 (P16) e 2,9 (P84) em função da dispersão dos acelerogramas (Figura 6-A; Quadro 2). Para AS2, a mediana de AF_{2D} é de 2,6 (P16=2,3 e P84=2,9) (Figura 6-B; Quadro 2). A variação espacial do fator de amplificação reflete a transição entre a fina camada de aterro sobre formações rochosas no flanco SW e o depósito aluvionar mais espesso que preenche o vale. Ao observar a variação de AF_{2D} ao longo do perfil, é possível aferir que: no flanco SW (distância = 0 – 200 m; Figura 6), os valores de AF_{2D} (1,2–1,3 para AS1 e 1,6–1,9 para AS2) estão associados ao elevado contraste de impedância entre o aterro e a Formação da Bica subjacente; no flanco NE (distância = 500 – 620 m; Figura 6) a presença de formação basáltica com menor V_s e ligeira inclinação das camadas explicam os valores observados (1,3–1,4 para AS1 e 1,4–1,8 para AS2). No centro do vale (ponto C), a mediana de AF_{2D} varia de 1,8 (P16=1,5 a P84=2,0) a 1,9 (P16=1,6 e P84=2,1) no intervalo 0,05–2,50 s (Figura 6; Quadro 2).

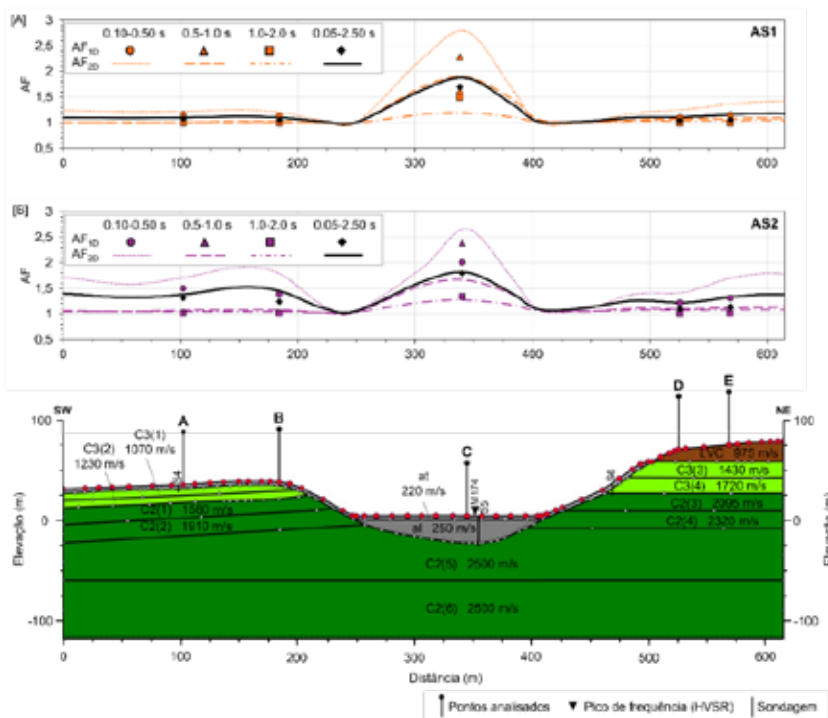


Fig. 6 – Perfil 1: Variabilidade do fator de amplificação total (AF_{2D}) mediano nos intervalos 0,10–0,50 s, 0,5–1,0 s, 1,0–2,0 s e 0,05–2,50 s, comparados com os valores calculados a partir da análise da resposta sísmica 1D (AF_{1D}) nos pontos A, B, C, D e E para [A] AS1 e [B] AS2. O modelo geológico-geotécnico correspondente a este perfil encontra-se na base da figura.

Quadro 2 – Resumo estatístico (mediana, percentil 16, P16, e percentil 84, P84) dos fatores de amplificação (AF_{1D} e AF_{2D}) e valores medianos dos fatores de agravamento (AGF) para os intervalos de período analisados (T = 0,1–0,5 s, 0,5–1,0 s, 1,0–2,0 s e 0,05–2,50 s) nos pontos analisados no Perfil 1 (Vale de Alcântara), considerando as ações sísmicas AS1 e AS2.

Ponto	Ação sísmica	T (s)	AF _{1D}			AF _{2D}			AGF
			Mediana	P16	P84	Mediana	P16	P84	Mediana
A	AS1	0,10 - 0,50	1,2	1,1	1,4	1,2	1,1	1,6	1,1
		0,50 - 1,00	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
		1,00 - 2,00	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
		0,05 - 2,50	1,1	1,0	1,4	1,1	1,0	1,4	1,0
	AS2	0,10 - 0,50	1,5	1,4	1,7	1,8	1,6	2,0	1,2
		0,50 - 1,00	1,0	1,0	1,1	1,1	1,1	1,1	1,0
		1,00 - 2,00	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,1	1,0
		0,05 - 2,50	1,4	1,3	1,6	1,5	1,4	1,8	1,1
B	AS1	0,10 - 0,50	1,1	1,1	1,3	1,2	1,1	1,6	1,1
		0,50 - 1,00	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
		1,00 - 2,00	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
		0,05 - 2,50	1,1	1,0	1,3	1,1	1,0	1,5	1,0
	AS2	0,10 - 0,50	1,4	1,3	1,5	1,9	1,5	2,2	1,3
		0,50 - 1,00	1,0	1,0	1,1	1,1	1,1	1,2	1,0
		1,00 - 2,00	1,0	1,0	1,0	1,1	1,0	1,1	1,1
		0,05 - 2,50	1,2	1,2	1,5	1,5	1,4	2,0	1,2
C	AS1	0,10 - 0,50	1,6	1,4	1,8	2,8	2,3	2,9	1,8
		0,50 - 1,00	2,3	2,1	2,9	1,8	1,5	2,0	0,8
		1,00 - 2,00	1,5	1,2	1,5	1,2	1,1	1,3	0,8
		0,05 - 2,50	1,7	1,5	2,0	1,8	1,5	2,0	1,1
	AS2	0,10 - 0,50	2,0	1,4	2,3	2,6	2,3	2,9	1,3
		0,50 - 1,00	2,4	2,3	2,9	1,9	1,7	2,3	0,8
		1,00 - 2,00	1,3	1,2	1,5	1,2	1,1	1,3	0,9
		0,05 - 2,50	1,8	1,6	2,1	1,9	1,6	2,1	1,0
D	AS1	0,10 - 0,50	1,1	1,1	1,2	1,3	1,2	1,4	1,2
		0,50 - 1,00	1,0	1,0	1,0	1,1	1,1	1,1	1,1
		1,00 - 2,00	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
		0,05 - 2,50	1,0	1,0	1,1	1,1	1,1	1,2	1,1
	AS2	0,10 - 0,50	1,2	1,2	1,3	1,4	1,4	1,5	1,2
		0,50 - 1,00	1,0	1,0	1,1	1,1	1,1	1,2	1,1
		1,00 - 2,00	1,0	1,0	1,0	1,1	1,1	1,1	1,1
		0,05 - 2,50	1,1	1,1	1,2	1,3	1,2	1,4	1,1
E	AS1	0,10 - 0,50	1,2	1,1	1,3	1,4	1,3	1,6	1,2
		0,50 - 1,00	1,0	1,0	1,0	1,1	1,1	1,1	1,1
		1,00 - 2,00	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,1	1,0
		0,05 - 2,50	1,1	1,0	1,2	1,2	1,1	1,3	1,1
	AS2	0,10 - 0,50	1,3	1,3	1,4	1,7	1,6	1,9	1,3
		0,50 - 1,00	1,0	1,0	1,1	1,1	1,1	1,2	1,1
		1,00 - 2,00	1,0	1,0	1,0	1,1	1,1	1,1	1,1
		0,05 - 2,50	1,2	1,1	1,3	1,4	1,3	1,6	1,2

Quadro 3 – Resumo estatístico (mediana, percentil 16, P16, e percentil 84, P84) dos fatores de amplificação (AF_{1D} e AF_{2D}) e valores medianos dos fatores de agravamento (AGF) para os intervalos de período analisados ($T = 0,1-0,5$ s, $0,5-1,0$ s, $1,0-2,0$ s e $0,05-2,50$ s) nos pontos analisados no Perfil 2 (Colina do Castelo), considerando as ações sísmicas AS1 e AS2.

Ponto	Ação sísmica	T (s)	AF_{1D}			AF_{2D}			AGF
			Mediana	P16	P84	Mediana	P16	P84	Mediana
A	AS1	0,10 - 0,50	2,0	1,8	2,2	2,0	1,9	2,1	1,0
		0,50 - 1,00	2,0	1,8	2,3	2,2	1,9	2,3	1,1
		1,00 - 2,00	1,3	1,2	1,4	1,3	1,3	1,5	1,0
		0,05 - 2,50	1,7	1,6	1,9	1,7	1,6	2,0	1,0
	AS2	0,10 - 0,50	2,1	2,0	2,3	2,1	2,1	2,3	1,0
		0,50 - 1,00	2,1	2,0	2,4	2,2	2,2	2,5	1,0
		1,00 - 2,00	1,3	1,2	1,3	1,3	1,3	1,4	1,0
		0,05 - 2,50	1,8	1,6	2,0	1,9	1,7	2,1	1,0
B	AS1	0,10 - 0,50	3,2	2,9	3,3	3,8	3,4	4,4	1,2
		0,50 - 1,00	2,8	2,6	3,5	2,3	2,2	3,0	0,8
		1,00 - 2,00	1,5	1,3	1,8	1,3	1,2	1,6	0,9
		0,05 - 2,50	2,3	2,0	2,7	2,2	2,0	3,0	0,9
	AS2	0,10 - 0,50	3,1	2,6	3,2	4,0	3,4	4,2	1,3
		0,50 - 1,00	2,6	2,6	3,4	2,6	2,3	3,3	1,0
		1,00 - 2,00	1,4	1,3	1,6	1,3	1,2	1,5	1,0
		0,05 - 2,50	2,3	2,0	2,7	2,5	2,3	3,1	1,1
C	AS1	0,10 - 0,50	1,3	1,2	1,4	1,7	1,6	2,0	1,3
		0,50 - 1,00	2,4	2,1	2,7	3,6	2,8	4,0	1,5
		1,00 - 2,00	3,0	2,6	3,4	4,4	3,4	4,9	1,5
		0,05 - 2,50	2,2	2,0	2,2	3,2	2,6	3,3	1,4
	AS2	0,10 - 0,50	1,6	1,1	1,8	2,6	1,6	2,8	1,6
		0,50 - 1,00	2,8	2,5	3,0	4,2	4,0	4,8	1,5
		1,00 - 2,00	2,9	2,8	3,2	4,6	3,9	4,9	1,6
		0,05 - 2,50	2,2	2,1	2,2	3,2	3,0	3,4	1,5
D	AS1	0,10 - 0,50	2,3	1,9	2,4	2,6	2,3	2,8	1,2
		0,50 - 1,00	3,1	2,8	3,2	2,8	2,6	3,0	0,9
		1,00 - 2,00	2,4	2,3	2,7	2,1	1,9	2,2	0,9
		0,05 - 2,50	2,4	2,2	2,5	2,3	2,1	2,6	1,0
	AS2	0,10 - 0,50	2,2	2,0	2,3	2,7	2,4	3,0	1,2
		0,50 - 1,00	3,1	2,8	3,4	2,8	2,7	3,3	0,9
		1,00 - 2,00	2,5	2,1	2,7	2,2	1,9	2,5	0,9

A amplificação ocorre essencialmente em períodos inferiores a 0,5 s no vale (ponto C), sendo mais pronunciada para AS1, como verificado na Figura 7-A. As acelerações espectrais de maior expressão surgem no ponto C entre 0,3–0,5 s nas duas ações sísmicas, onde a resposta 2D é significativamente superior à 1D, evidenciando efeitos bidimensionais associados à configuração da bacia. Considerando o pico máximo de resposta neste domínio, aproximadamente a 0,4 s, a aceleração máxima é cerca de 16 m/s^2 para AS1, cuja dispersão estatística (P16 e P84) revela limites de variação entre $10,8 \text{ m/s}^2$ (P16) e $17,7 \text{ m/s}^2$ (P84), e cerca de 13 m/s^2 para AS2, cujos percentis variam entre $4,9 \text{ m/s}^2$ (P16) e $17,6 \text{ m/s}^2$ (P84). Nos restantes pontos, a aceleração espectral é inferior

6 m/s² em todos os intervalos de período para AS1. Para AS2 os valores mais elevados (~15–20 m/s²) em períodos inferiores a 0,1 s nos pontos A e B relacionam-se com a camada de aterro.

Para explorar os fenómenos bidimensionais que governam a resposta local, a razão entre os espectros medianos 2D e 1D é avaliada para os pontos selecionados (Figura 7-B). A Figura 8 apresenta a variação dos fatores de agravamento (AGF) ao longo do perfil 1, calculados para os pontos e intervalos de período definidos.

Há evidências de efeitos bidimensionais no vale (ponto C), com amplificação máxima em torno de 0,4 s para AS1 e AS2 (picos da razão 2D/1D) (Figura 7-B). No intervalo 0,1–0,5 s, os AGF são ~1,8 para AS1 e ~1,3 para AS2 (Figura 8; Quadro 2). No ponto C, a amplificação mais elevada ocorre entre 0,2 e 0,4 s, coincidindo com a frequência do pico H/V (aproximadamente 3,2 Hz), como identificado noutros estudos (e.g., Pagliaroli et al., 2015; 2020).

A boa concordância entre os resultados 1D e 2D obtidos nos pontos A, B, D e E sugere efeitos bidimensionais reduzidos ou negligenciáveis. Nos pontos D e E identificam-se pequenos efeitos 2D (~1,2–1,3) no intervalo 0,1–0,5 s para ambas as ações sísmicas, atribuíveis a efeitos topográficos (Figura 7-B; Quadro 2). Nos pontos A e B, a proximidade entre as respostas 1D e 2D resulta em fatores de amplificação residuais essencialmente estratigráficos, captados pela análise 1D, sendo a maior amplificação observada no ponto B para AS2 possivelmente relacionada com a combinação entre os acelerogramas selecionados e as condições geológicas locais (Figura 7-B; Quadro 2). A maior espessura dos depósitos de cobertura potencia a amplificação sísmica para AS1 (ver ponto C na Figura 7). No intervalo 0,05–2,50 s, os AGF nos pontos C, D e E variam entre 1,1 e 1,2 para ambas as ações sísmicas (Figura 8; Quadro 2).

De um modo geral, os resultados obtidos são consistentes com os apresentados por Riga et al. (2016), que realizaram várias análises numéricas paramétricas 2D viscoelásticas lineares em grandes bacias aluvionares homogêneas, simétricas ou assimétricas. Os autores verificaram que, para uma razão de forma de 0,2 e ângulos de inclinação suaves (semelhantes à geometria do vale de Alcântara), o fator de agravamento varia entre 1,2 e 2 quando estimado para uma distância normalizada $x/w = 0,50$ (onde x é a distância da borda e w é o comprimento do vale) correspondente ao ponto C (Figura 8). Estes valores correspondem ao intervalo de período de 0,3–1,5 $T_{0,c}$, em que $T_{0,c}$ é o período fundamental 1D no centro do vale; no vale de Alcântara, $T_{0,c}$ é de cerca de 0,35 s (intervalo de período 0,10–0,50 s). De salientar que as conclusões obtidas por Riga et al. (2016) baseiam-se na análise linear viscoelástica e o papel da não linearidade do solo não é abordado.

Os fatores de agravamento medianos associados ao efeito de vale são também comparáveis ao intervalo obtido noutros casos de estudos, como as bacias de Mugello (Itália) e Mygdonian (Grécia), onde foram obtidos valores de aproximadamente 1,1 a 1,5 (Madias et al., 2017) e 1,25 a 2 (Raptakis et al., 2004), respetivamente, para o intervalo de período de 0,10 a 0,50 s.

4.2 – Perfil 2 (NW-SE): Colina do Castelo

No perfil 2, o pico de AF_{2D} ocorre no centro do vale (ponto B) entre 0,1–0,5 s. Para AS1, a mediana de AF_{2D} é de 3,8, registando-se uma variação da resposta entre 3,4 (P16) e 4,4 (P84) em função da dispersão dos acelerogramas (Figura 9-A; Quadro 3). Para AS2, a mediana de AF_{2D} é de 4,0 (P16 = 3,4 e P84 = 4,2) (Figura 9-B; Quadro 3). De acordo com Oliveira et al. (2023), a curva H/V do ponto M177 é praticamente plana, possivelmente devido à proximidade do limite do vale, onde afloram materiais rijos (formação MIII). No topo da colina (ponto C), o pico de AF_{2D} verifica-se entre 1,0–2,0 s, atingindo um valor mediano de 4,4 (P16 = 3,4 e P84 = 4,9) para AS1 e 4,6 (P16 = 3,4 e P84 = 4,9) para AS2 (Figura 9; Quadro 3). Neste ponto, o HVSr-M176 apenas identifica um pico de frequência elevada (> 10 Hz), associado a um contraste de impedâncias superficial (Oliveira et al., 2023). Valores elevados de AF_{2D} nos pontos A e D, em períodos baixos a intermédios, observam-se em AS1 (Figura 9-A; Quadro 3) e AS2 (Figura 9-B; Quadro 3), estando relacionados com a morfologia do subsolo, em particular com a presença de camadas inclinadas.

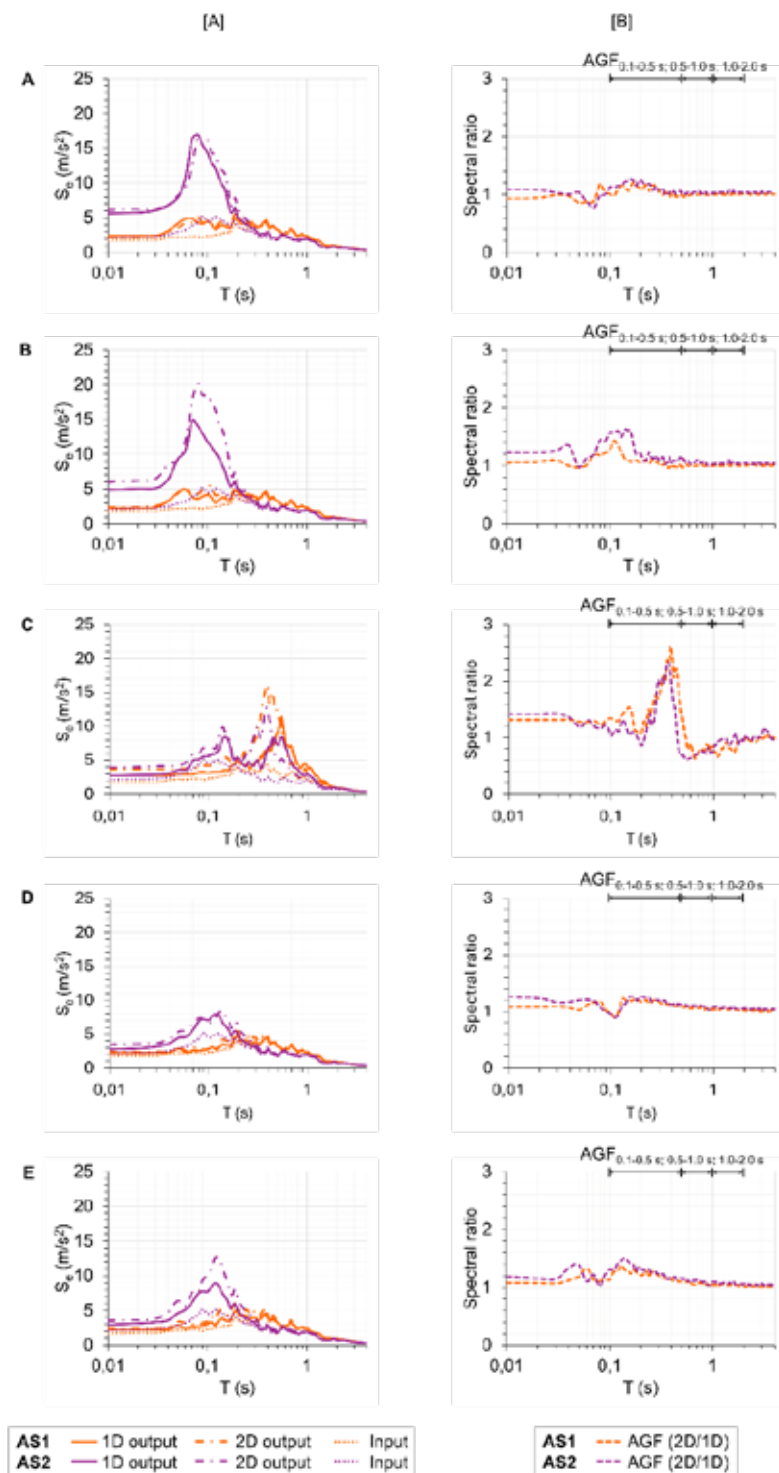


Fig. 7 – Perfil 1: [A] espectros de resposta 1D e 2D medianos ($D = 5\%$) e ação sísmica (input); [B] razão espectral 2D/1D nos pontos A, B, C, D e E para AS1 e AS2.

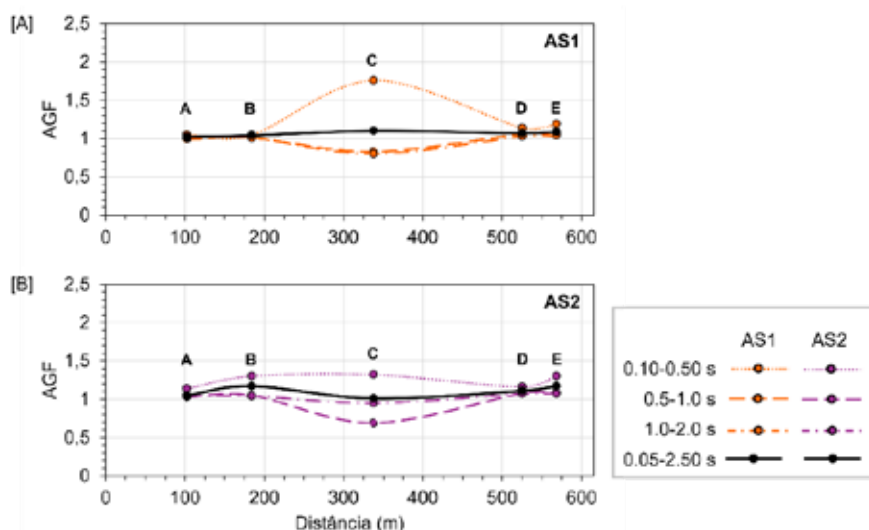


Fig. 8 – Variação dos fatores de agravamento (AGF) medianos estimados para os pontos e intervalos de período especificados, ao longo do perfil 1: [A] AS1 e [B] AS2.

De acordo com a variação de AF_{2D} ao longo do perfil e considerando o intervalo 0,05–2,50 s, os valores medianos de AF_{2D} situam-se entre 3–3,4 no topo da colina (distância = 920 – 1200 m; Figura 9) e em torno de 2,5 no centro do vale (distância = 680 – 760 m; Figura 9).

A amplificação é mais significativa para períodos curtos ($< 0,5$ s) no vale (ponto B), sobretudo para AS1, e para períodos longos ($> 0,5$ s) no topo da colina (ponto C) para ambas as ações sísmicas (Figura 10-A). No ponto A, a amplificação é mais pronunciada para períodos superiores a 0,3 s em AS1 e inferiores a 0,3 s em AS2, enquanto no ponto D ocorre essencialmente para períodos superiores a 0,1 s. As acelerações espectrais de maior expressão surgem no ponto B entre 0,3–0,5 s nas duas ações sísmicas, onde a resposta 2D é superior à 1D, evidenciando efeitos bidimensionais associados à configuração da bacia. Considerando o pico máximo de resposta neste domínio, aproximadamente a 0,4 s, a aceleração máxima é cerca de 20 m/s^2 para AS1, cuja dispersão estatística (P16 e P84) varia entre 10,8 m/s^2 (P16) e 24,3 m/s^2 (P84), e cerca de 13 m/s^2 para AS2, cujos percentis variam entre 5,7 m/s^2 (P16) e 27,2 m/s^2 (P84). Nos pontos A, C e D a aceleração espectral é inferior a 10–12 m/s^2 em todos os intervalos de período para ambas as ações sísmicas.

Tal como no perfil 1, para explorar os fenómenos bidimensionais que governam a resposta local, a razão entre os espectros medianos 2D e 1D é avaliada para os pontos selecionados, como apresentado na Figura 10-B. Por sua vez, a Figura 11 apresenta a variação dos fatores de agravamento (AGF) ao longo do perfil 2, calculados para os pontos e intervalos de período definidos.

No ponto B identificam-se efeitos bidimensionais entre 0,2–0,4 s para AS1 e AS2, correspondentes a picos do rácio 2D/1D e associados ao efeito de vale e à configuração da bacia (Figura 10-B). No intervalo 0,1–0,5 s, os valores de AGF são da ordem de 1,2 para AS1 e 1,3 para AS2 (Figura 11; Quadro 3). No ponto C, observam-se efeitos 2D nos intervalos 0,5–1,0 s e 1,0–2,0 s para ambas as ações sísmicas, refletindo os efeitos topográficos da colina, com AGF entre ~1,5 e ~1,6 (Figura 11; Quadro 3). O rácio espectral indica que os efeitos bidimensionais predominam para períodos inferiores a 2 s. No ponto A, o AGF é aproximadamente unitário para AS1 e AS2, enquanto no ponto D se identificam apenas efeitos 2D residuais no intervalo 0,01–0,05 s (Figura 11; Quadro 3), associados à morfologia do subsolo (i.e., camadas inclinadas). Considerando o intervalo 0,05–2,50 s, os valores de AGF nos pontos B e C variam entre 1,1 e 1,5 para ambas as ações sísmicas (Figura 11; Quadro 3).

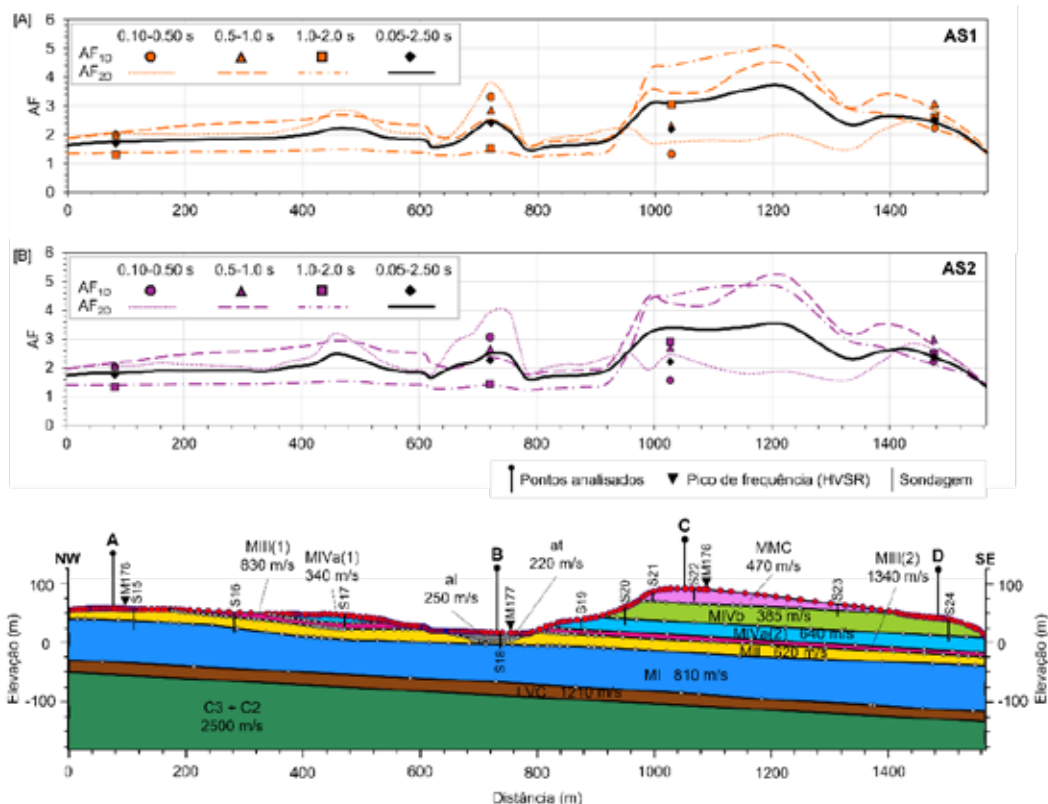


Fig. 9 – Perfil 2: Variabilidade do fator de amplificação total (AF_{2D}) mediano nos intervalos 0,10–0,50 s, 0,5–1,0 s, 1,0–2,0 s e 0,05–2,50 s, comparados com os valores calculados a partir da análise da resposta sísmica 1D (AF_{1D}) nos pontos A, B, C e D para [A] AS1 e [B] AS2. O modelo geológico-geotécnico correspondente a este perfil encontra-se na base da figura.

O fator de agravamento obtido no ponto C (1,5-1,6) para intervalos de período 0,5-1,0 s e 1,0-2,0 s é comparável aos valores obtidos por Pagliaroli et al. (2020) para o topo da colina em Montedinove (Itália), onde este parâmetro varia de 1,5 a 2. Em contraste com o aqui observado, o fator de agravamento máximo no topo da colina em Montedinove (máximo AGF ~3) é observado no intervalo 0,1-0,5 s, o que está relacionado com as características do subsolo. Os valores estimados estão também de acordo com os valores médios de AGF estimados por Pagliaroli et al. (2011) para a colina de Nicastro (sul de Itália) (1,37-1,85 para o AS1 e 1,18-1,89 para o AS2).

Segundo o EC8, o fator de amplificação topográfico para colinas com topo significativamente mais estreito do que a base é de 1,4 para ângulos de inclinação $i > 30^\circ$ e de 1,2 para $15^\circ < i < 30^\circ$ (CEN, 2004). Neste estudo, o ângulo de inclinação da colina é de aproximadamente 20° e o fator máximo de amplificação topográfico obtido varia entre 1,4 e 1,5, ligeiramente superior aos valores de referência do EC8.

4.3 – Considerações sobre o impacto da variação topográfica e da morfologia do subsolo

De forma geral, os efeitos de vale são mais relevantes nos curtos períodos, enquanto os efeitos topográficos e os associados à morfologia do subsolo predominam nos períodos intermédios a longos, tanto para AS1 como para AS2.

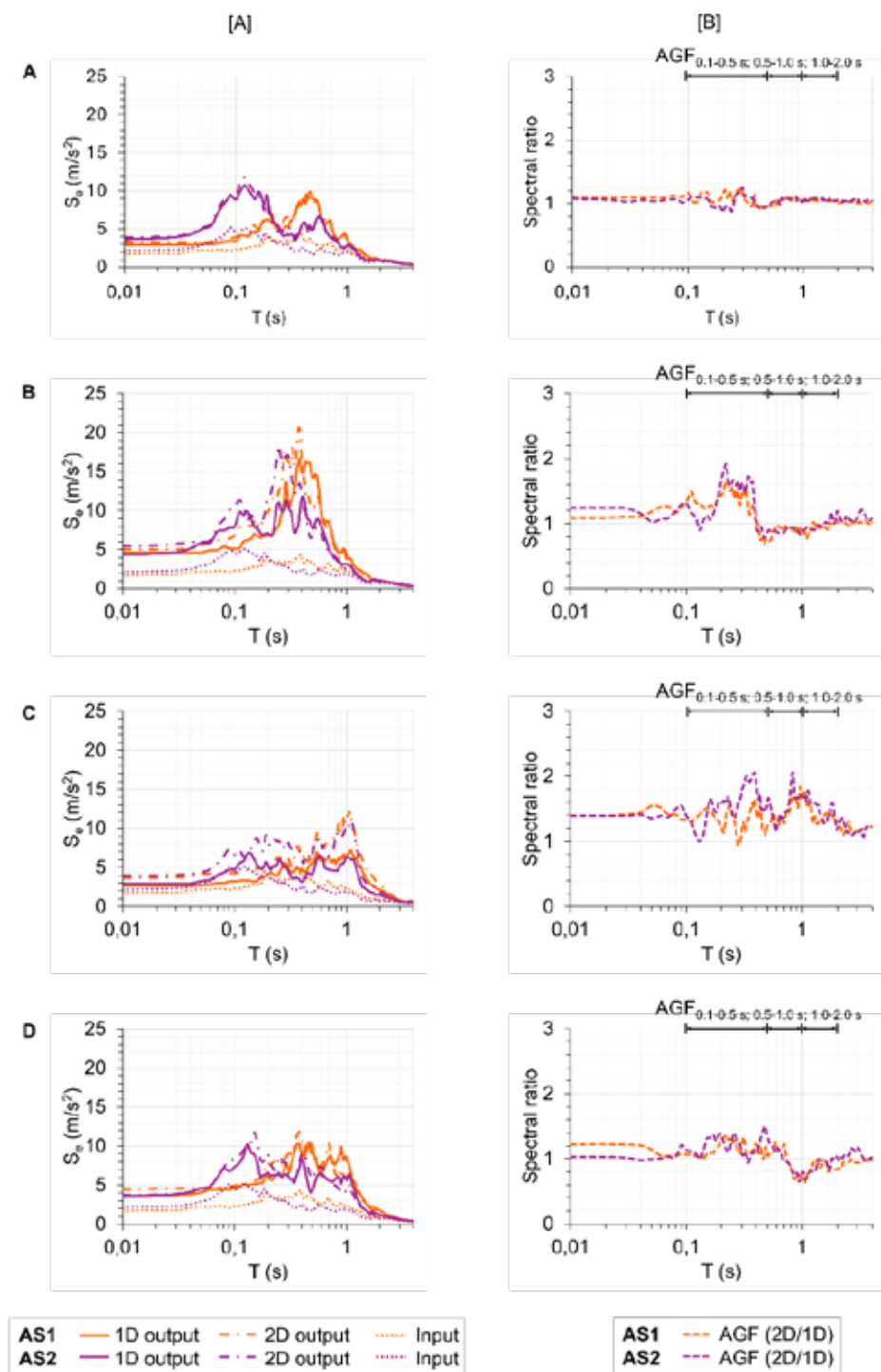


Fig. 10 – Perfil 2: [A] espectros de resposta 1D e 2D medianos ($D = 5\%$) e ação sísmica (input); [B] razão espectral 2D/1D nos pontos A, B, C e D para AS1 e AS2.

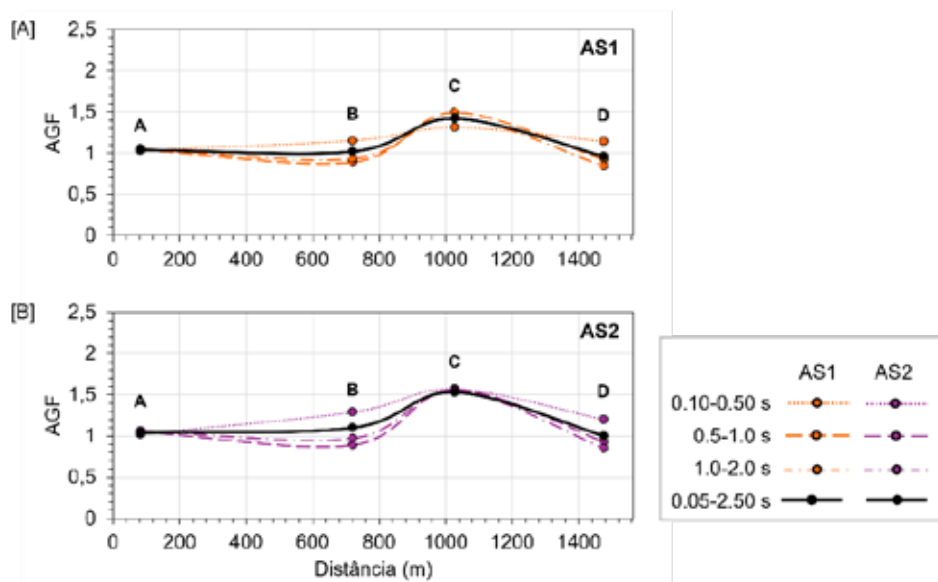


Fig. 11 – Variação dos fatores de agravamento (AGF) medianos estimados para os pontos e intervalos de período especificados, ao longo do perfil 2: [A] AS1 e [B] AS2.

O efeito do vale é importante no intervalo 0,1 a 0,5 s ($AGF \sim 1,8$ para AS1 e 1,3 para AS2) e residual nos restantes períodos, considerando o caso do vale de Alcântara (Figura 8). Considerando a sua geometria, a margem direita apresenta uma inclinação de cerca de 25° e uma elevação superior a 30 m acima da superfície do vale (50-60 m). De acordo com o EC8, existe um efeito topográfico quando as irregularidades topográficas têm uma elevação superior a 30 m e um ângulo de inclinação superior a 15° (CEN, 2004). Assim, a variação topográfica justifica os efeitos 2D identificados na margem direita do vale de Alcântara ($AGF \sim 1,1-1,3$).

O vale no perfil 2 (ponto B; Figura 9) apresenta um ligeiro efeito bidimensional quando comparado com o observado no vale do Alcântara; contudo, este efeito é também significativo nos curtos períodos ($AGF \sim 1,1-1,3$). Neste caso, o efeito de amplificação observado deve-se principalmente a efeitos estratigráficos (Figura 11). O efeito topográfico observado junto ao topo da colina neste mesmo perfil é importante nos períodos intermédios a longos ($AGF \sim 1,4-1,6$; Figura 11).

Considerando a abordagem de Bard e Bouchon (1985), a razão de forma, h/l , do vale de Alcântara (perfil 1) é de aproximadamente 0,29 e o contraste de velocidade entre o leito rochoso e os sedimentos, C_v , é de 10. Consequentemente, é expectável que ocorram efeitos de vale, como demonstram os resultados obtidos (ver Figura 8). No caso do vale do perfil 2 (Figura 9), sendo um vale com uma forma não sinusoidal, a relação de forma equivalente, $h/2w$, é de aproximadamente 0,32 e o C_v é de 3,24. A razão de forma equivalente, $h/2w$, é semelhante à razão de forma, h/l , sendo inferior ao valor crítico indicado por Bard e Bouchon (1985), para além de que a resposta do vale é regida por fenómenos de ressonância bidimensionais. No entanto, de acordo com Makra et al. (2005), o efeito de vale ainda se verifica mesmo quando se consideram bacias pouco profundas, como mostram os resultados (ver Figura 11).

Vessia et al. (2011) investigaram a influência da razão de forma, da ação sísmica considerada e do contraste da impedância solo/rocha em alguns exemplos vales aluvionares simplificados. Os autores demonstraram que a razão de forma é um dos fatores mais importantes para identificar o efeito de vale. Os vales pouco profundos (rácio de forma $< 0,2$) e profundos (rácio de forma $> 0,2$) comportam-se de forma bastante diferente: o vale pouco profundo apresenta uma maior amplificação

nas margens, enquanto o vale profundo apresenta uma maior amplificação no centro, como observado nos exemplos anteriores (Figuras 7 e 10).

Riga et al. (2016) mostraram que valores máximos de $AGF < 1$ podem ocorrer na margem da bacia, o que implica que a resposta 2D é atenuada em comparação com a resposta 1D correspondente, particularmente em declives acentuados. Os fatores máximos de agravamento dependem amplamente da proporção entre a inclinação das margens e a forma na base da bacia onde a profundidade é quase constante. O rácio da forma da bacia apresenta um aumento geral, sendo mais pronunciado na parte central da bacia, onde se encontram valores medianos de 1,8 e percentis 84 de aproximadamente 2,3 para a maior proporção da forma da bacia, ou seja, vales profundos e estreitos.

Quando se considera AS1, o fator de amplificação mediano estimado no intervalo de 0,10-0,50 s para o centro do vale de Alcântara (~1,8) ajusta-se aos dados acima referidos. A AS2 tem um fator de amplificação inferior a 1,4. Tanto para o AS1 como para o AS2, o fator de amplificação mediano no vale do perfil 2 é mais baixo (1,2-1,3) do que no vale de Alcântara. Esta tendência para um vale mais raso foi também observada por Riga et al. (2016).

Alleanza et al. (2019) também realizaram uma análise paramétrica para avaliar o impacto da morfologia do subsolo na amplificação do movimento sísmico à superfície. Para tal, realizaram uma série de análises viscoelásticas lineares em modelos 2D simplificados, considerando a forma do vale, a inclinação das margens, a ação sísmica e a relação de impedância. Os autores compararam os fatores de amplificação do estudo paramétrico com os estimados para um conjunto de vales aluvionares em Itália. Os autores mostraram que a relação de impedância desempenha um papel importante na definição da resposta 2D do vale e é praticamente independente da inclinação da margem.

De acordo com Alleanza et al. (2019), a forma determinada pela razão entre o comprimento de onda (λ) mediano da ação sísmica e a espessura (H) da coluna de solo deformável no centro do vale (λ/H) para o vale de Alcântara é de aproximadamente 3,2 para AS1 e 3,7 para AS2. Isto indica que a frequência da ação sísmica considerada é superior à frequência fundamental do vale (2,7 Hz), a propagação das ondas superficiais é dominante e o efeito do vale é significativo.

Os fatores de amplificação topográfica estimados neste estudo foram comparados com os derivados dos estudos analíticos e numéricos compilados por Pagliaroli (2006), com os resultados obtidos por Pagliaroli et al. (2011) e os valores de referência do EC8.

A margem direita do vale de Alcântara (perfil 1) apresenta uma relação de forma (H/L) de 0,48 e um fator de amplificação topográfica de cerca de 1,1-1,2 (Figuras 6 e 8). A colina no perfil 2 tem uma relação H/L de 0,43 e um fator de amplificação topográfica de aproximadamente 1,4-1,5 (Figuras 9 e 11).

A tendência média dos dados derivados da literatura reportada por Pagliaroli et al. (2011) mostra que os fatores de amplificação topográfica para estas relações de forma variam entre 1,42 (H/L = 0,43) e 1,47 (H/L = 0,48). Os fatores de amplificação topográfica para o topo da colina no perfil 2 correspondem satisfatoriamente ao valor previsto pela tendência média. Uma vez que a tendência média é calculada utilizando dados analíticos e numéricos de colinas e estruturas isoladas, a comparação com o fator de amplificação topográfica para a margem do vale no perfil 1 é inadequada. Quando comparados com os resultados de Pagliaroli et al. (2011), os fatores de amplificação topográfica previstos no topo da colina (perfil 2) estão de acordo com os intervalos indicados pelos autores para AS1 (1,37-1,85) e AS2 (1,18-1,89).

De acordo com o EC8, o fator de amplificação topográfica para colinas com uma largura substancialmente inferior à base é de 1,4 para ângulos de inclinação $i > 30^\circ$ e de 1,2 para ângulos de inclinação mais suaves ($15^\circ < i < 30^\circ$). Recomenda-se um fator de amplificação topográfica de 1,2 para colinas isoladas e análises próximas ao topo de encostas (CEN, 2004). Os ângulos de inclinação na margem direita do vale no perfil 1 e no topo da colina no perfil 2 são de aproximadamente 25° e 20° , respetivamente. Os valores estimados para a margem direita do vale no perfil 1 estão de acordo

com os valores propostos pelo EC8. Em contraste, os fatores de amplificação topográfica observados no topo da colina são 15% a 25% superiores aos valores sugeridos pelo EC8.

A subestimativa está relacionada com o facto de os valores propostos pelo EC8 serem independentes da frequência, não considerando que, no topo das colinas, a amplificação topográfica é geralmente limitada e centrada em torno da frequência fundamental de vibração da colina, de acordo com o fenómeno de ressonância 2D (Pagliaroli et al., 2011). De acordo com Paolucci et al. (2021), a nova versão do EC8 (CEN/TC 250/SC 8, 2023) propõe fatores de amplificação dependentes do período.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

As variações topográficas significativas, como colinas e vales preenchidos por depósitos aluvionares, têm o potencial de gerar efeitos de vale (observados no vale de Alcântara, perfil 1) e efeitos topográficos (colina do Castelo, perfil 2), bem como efeitos 2D de menor expressão associados à morfologia do subsolo (i.e., inclinação das camadas).

De um modo geral, verificou-se uma tendência para que os efeitos de vale sejam mais relevantes nos períodos curtos, enquanto os efeitos topográficos e os associados à morfologia do subsolo parecem predominar nos períodos intermédios a longos, tanto para AS1 como para AS2. Especificamente, no vale (perfil 1), o movimento do solo apresentou um agravamento avaliado num fator de 1,3 a 1,8 face à previsão 1D no intervalo de curto período. Por sua vez, no topo da colina (perfil 2), as simulações conduzem a fatores de amplificação topográfica na ordem de 1,3 a 1,6, valores que, no contexto específico da cidade de Lisboa, se situam cerca de 15% a 25% acima dos valores indicados no EC8 em vigor.

Os resultados evidenciam que, em contextos geomorfológicos complexos como o de Lisboa, a identificação e quantificação da amplificação sísmica do solo são essenciais para a delimitação de zonas de maior risco, constituindo um contributo relevante para a caracterização do terreno e para estudos de microzonagem sísmica. Não obstante, as conclusões obtidas neste trabalho devem ser elencadas à luz de algumas limitações inerentes às características da modelação e à base de dados disponível. A profundidade relativamente superficial de uma parte significativa das sondagens disponíveis condiciona a identificação das formações geológicas e, principalmente, do substrato sísmico profundo, introduzindo incerteza na caracterização dos perfis em profundidade. A profundidade limitada das sondagens também condiciona a validação e extensão em profundidade dos cortes geológicos de Almeida (1986). A análise suportou-se metodologicamente em modelos 1D e 2D que, embora cruciais para capturar os efeitos de vale e topográficos, negligenciam efeitos 3D associados à complexidade geológica e morfológica do subsolo. A integração de modelos 3D nestas análises, embora ideal, permanece um desafio face aos elevados custos computacionais e à necessidade de dados tridimensionais detalhados. Paralelamente, as simulações numéricas são afetadas pela incerteza inerente aos parâmetros adotados. Embora as análises de sensibilidade realizadas tenham permitido avaliar o impacto individual de algumas das variáveis, a precisão global dos modelos de resposta local permanece intrinsecamente ligada à necessidade de reduzir a incerteza paramétrica inicial.

Neste sentido, os resultados aqui apresentados conduzem a trabalhos futuros que visem colmatar as limitações supramencionadas, destacando-se: (i) a integração de novos dados de prospeção, nomeadamente sondagens mais profundas e um maior número de ensaios geofísicos, que permitam otimizar a identificação do substrato sísmico e robustecer a estimativa do perfil de velocidade de propagação das ondas de corte (V_s) em profundidade; (ii) a aplicação da metodologia e das análises 2D a outras zonas da cidade onde se identifiquem condições geomorfológicas relevantes (e.g., Vale da Baixa); (iii) a comparação sistemática dos fatores de amplificação aqui computados com as formulações e limites preconizados pela próxima geração do Eurocódigo 8; e (iv) comparação dos fatores de amplificação calculados neste estudo com os valores previstos na próxima geração do Eurocódigo 8.

6 – AGRADECIMENTOS

Esta investigação foi financiada pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia, I.P./MCTES (I.P. (FCT, <https://ror.org/00snfq58>) através de fundos nacionais (PIDDAC): LA/P/0068/2020 (<https://doi.org/10.54499/LA/P/0068/2020>), UID/50019/2025- (<https://doi.org/10.54499/UID/50019/2025>), UID/PRR/50019/2025 (<https://doi.org/10.54499/UID/PRR/50019/2025>) e UID/PRR2/50019/2025 (<https://doi.org/10.54499/UID/PRR2/50019/2025>). Esta investigação foi igualmente financiada pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia, I.P. (FCT, <https://ror.org/00snfq58>) sob o financiamento UID/6438/2025 (<https://doi.org/10.54499/UID/06438/2025>) da unidade de investigação CERIS. A primeira autora agradece à Fundação para a Ciência e Tecnologia, I.P./MCTES pelo financiamento através da bolsa de doutoramento atribuída (Ref. SFRH/BD/146030/2019). Para efeitos de Acesso Aberto, o autor aplicou a qualquer versão do manuscrito aceite (AAM) resultante desta submissão uma licença Creative Commons CC-BY.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abraham, J. R.; Lai, C. G.; Papageorgiou, A. (2015). *Basin-effects observed during the 2012 Emilia earthquake sequence in Northern Italy*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 78, pp. 230-242. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2015.08.007>
- Alleanza, G. A.; d'Onofrio, A.; Silvestri, F.; Chiaradonna, A. (2019). *Parametric study on 2D effect on the seismic response of alluvial valleys*. Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions, Associazione Geotecnica Italiana, Rome, Italy.
- Almeida, F. M.; Almeida, I. M. (1997). *Contribution to updating the Geological Map of the Municipality of Lisbon*. 6th National Congress on Geotechnics, IST, Lisboa, pp. 107-115.
- Almeida, I. M. (1991). *Geotechnical Characterisation of Lisbon soils*. PhD Thesis, University of Lisbon, 485 p.
- Almeida, I. M.; Pinto, C.; Matildes, R.; Carreira, D.; Taborda, R.; Jeremias, T. (2010). *GeoSIS_Lx a Geoscientific Information System for Lisbon Geotechnical Data Management*. IAEG Congress Geologically Active, Taylor and Francis Group, London, pp. 1611-1618.
- Amoroso, S.; Gaudiosi, I.; Tallini, M.; Di Giulio, G.; Milana, G. (2018). *2D site response analysis of a cultural heritage: the case study of the site of Santa Maria di Collemaggio Basilica (L'Aquila, Italy)*. Bulletin of Earthquake Engineering, vol. 16, nº 10, pp. 4443-4466. <https://doi.org/10.1007/s10518-018-0356-2>
- Bard, P. Y. (1999). *Local effects on strong ground motion: physical basis and estimation methods in view of microzoning studies*. Proceedings of Advanced Study Course in Seismotectonic and Microzonation techniques in Earthquake Engineering, Kefalonia, Greece.
- Bard, P.-Y.; Bouchon, M. (1985). *The two-dimensional resonance of sediment-filled valleys*. Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 75, nº 2, pp. 519-541.
- Boore, D. M. (1972). *A note on the effect of simple topography on seismic SH waves*. Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 62, pp. 275-284.
- Cauzzi, C.; Faccioli, E.; Costa, G. (2010). *1D and 2D site amplification effects at Tarcento (Friuli, NE Italy), 30 years later*. Journal of Seismology. <https://doi.org/10.1007/s10950-010-9202-y>

- CEN (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1: General rules, seismic actions, and rules for buildings*. NP EN 1998-1, CEN, 229 p.
- CEN/TC 250/SC 8 (2023). *Eurocode 8: Earthquake resistance design of structures*. EN1998-1-1 working draft N1283 12-09-2023.
- Chávez-García, F. J.; Faccioli, E. (2000). *Complex site effects and building codes: making the leap*. Journal of Seismology, vol. 4, pp. 23-40.
- Cotter, J. C. B. (1956). *The marine miocene in Lisbon*. Comunicações dos Serviços Geológicos de Portugal, XXXVI, Lisboa, 170 p.
- Darendeli, M. B. (2001). *Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves*. PhD Thesis, The University of Texas at Austin, 394 p.
- IPQ (2010). *Eurocódigo 8: Projectos de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. NP EN 1998-1, Instituto Português da Qualidade, 230 p.
- Joyner, W. B.; Chen, A. T. F. (1975). *Calculation of nonlinear ground response in earthquakes*. Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 65, n° 5, pp. 1315-1336.
- Kottke, A. R.; Rathje, E. M. (2008). *Technical manual for strata*. PEER report 2008/10, Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering, University of California, Berkeley.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice-Hall Inc, Hoboken.
- Kuhlemeyer, R. L.; Lysmer, J. (1973). *Finite element method accuracy for wave propagation problems*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 99, n° SM5, pp. 421-427.
- Luzi, L.; Lanzano, G.; Felicetta, C.; D'Amico, M. C.; Russo, E.; Sgobba, S.; Pacor, F.; ORFEUS Working Group 5 (2020). *Engineering Strong Motion Database (ESM) (Version 2.0)*. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). <https://doi.org/10.13127/ESM.2>
- Madiai, C.; Facciorusso, J.; Gargini, E. (2017). *Numerical modeling of seismic site effects in a shallow alluvial basin of the northern Apennines (Italy)*. Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 107, pp. 2094-2105. <https://doi.org/10.1785/0120160293>
- Makra, K.; Chavez-Garcia, F. J.; Raptakis, D.; Pitilakis, K. (2005). *Parametric analysis of the seismic response of a 2D sedimentary valley: implications for code implementations of complex site effects*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 25, pp. 303-315.
- Moitinho de Almeida, F. (1986). *Carta Geológica do Concelho de Lisboa, escala 1:10 000*. Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa, Portugal.
- Molina, S.; Lang, D. H.; Singh, Y.; Meslem, A. (2019). *A period-dependent topographic amplification model for earthquake loss estimation*. Bulletin of Earthquake Engineering, vol. 17, pp. 3709-3725. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00608-1>
- Oliveira, L. (2024). *Seismic microzonation studies for Lisbon*. PhD Thesis, University of Lisbon, 408 p.
- Oliveira, L.; Teves-Costa, P.; Pinto, C.; Gomes, R. C.; Almeida, I. M.; Ferreira, C.; Pereira, T. R.; Sotto-Mayor, M. (2020). *Seismic microzonation based on large geotechnical database: application to Lisbon*. Engineering Geology, vol. 265, 105417. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.105417>

- Oliveira, L.; Gomes, R. C.; Teves-Costa, P. (2023). *Contribution to the seismic microzonation of Lisbon based on the integration of geological, geophysical, and geotechnical data*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 171, 107965. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2023.107965>
- Pagliaroli, A. (2006). *Studio numerico e sperimentale dei fenomeni di amplificazione sismica locale di rilievi isolati*. PhD Thesis in Geotechnical Engineering, Università di Roma "La Sapienza", Roma.
- Pagliaroli, A.; Avalue, A.; Falcucci, E.; Gori, S.; Galadini, F. (2015). *Numerical and experimental evaluation of site effects at ridges characterized by complex geological setting*. Bulletin of Earthquake Engineering, vol. 13, pp. 2841-2865. <https://doi.org/10.1007/s10518-015-9753-y>
- Pagliaroli, A.; Lanzo, G.; D'Elia, B. (2011). *Numerical evaluation of topographic effects at the Nicastro ridge in Southern Italy*. Journal of Earthquake Engineering, vol. 15, n° 3, pp. 404-432. <https://doi.org/10.1080/13632469.2010.501892>
- Pagliaroli, A.; Pergalani, F.; Ciancimino, A.; Chiaradonna, A.; Compagnoni, M.; de Silva, F.; Foti, S.; Giallini, S.; Lanzo, G.; Lombardi, F.; Luzi, L.; Macerola, L.; Nocentini, M.; Pizzi, A.; Tallini, M.; Teramo, C. (2020). *Site response analyses for complex geological and morphological conditions: relevant case-histories from 3rd level seismic microzonation in Central Italy*. Bulletin of Earthquake Engineering, vol. 18, pp. 5741-5777. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00610-7>
- Paolucci, R.; Aimar, M.; Ciancimino, A.; Dotti, M.; Foti, S.; Lanzano, G.; Mattevi, P.; Pacor, F.; Vanini, M. (2021). *Checking the site categorization criteria and amplification factors of the 2021 draft of Eurocode 8 Part 1-1*. Bulletin of Earthquake Engineering, 19, 4199-4234. <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01118-9>
- Raptakis, D.; Makra, K.; Anastasiadis, A.; Pitilakis, K. (2004). *Complex site effects in Thessaloniki (Greece): II. 2D SH modelling and engineering insights*. Bulletin of Earthquake Engineering, vol. 2, pp. 301-327.
- Riga, E.; Makra, K.; Pitilakis, K. (2016). *Aggravation factors for seismic response of sedimentary basins: a code-oriented parametric study*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 91, pp. 116-132. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.09.048>
- Rodriguez-Plata, R.; Ozcebe, A. G.; Smerzini, C.; Lai, C. G. (2021). *Aggravation factors for 2D site effects in sedimentary basins: The case of Norcia, central Italy*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 149, 106854. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106854>
- Rollins, K. M.; Evans, M. D.; Diehl, N. B.; Daily, W. D. III (1998). *Shear modulus and damping relationships for gravels*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 124, n° 5, pp. 396-405.
- Schnabel, P. B.; Lysmer, J.; Seed, B. H. (1972). *SHAKE—A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites*. Report No. EERC 72/12, University of California, Berkeley, California.
- STACEC (2017). *LSR-2D (local seismic response 2D)*. <http://www.stacec.com>
- Teves-Costa, P.; Almeida, I. M.; Rodrigues, I. N. (2011). *Identification and characterization of soil type. Microzonation map of surface formations*. Report IE14/IE15, Project LISBOA-02-3207-FEDER-000044: natural and technological risk assessment of the city of Lisbon. FFCUL, Lisbon, Portugal.

- Teves-Costa, P.; Almeida, I. M.; Silva, P. L. (2001). *Microzonation of Lisbon: 1-D theoretical approach*. Pure and Applied Geophysics, vol. 158, pp. 2579-2596. <https://doi.org/10.1007/PL00001187>
- Tsai, N. C. (1969). *Influence of local geology on earthquake ground motion*. Ph.D. Thesis, California Institute of Technology, Pasadena.
- Verrucci, L.; Pagliaroli, A.; Lanzo, G.; Di Buccio, F.; Biasco, A.; Cucci, C. (2022). *Damping formulations for finite difference linear dynamic analyses: performance and practical recommendations*. Computers and Geotechnics, vol. 142, 104568. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2021.104568>
- Vessia, G.; Russo, S.; Lo Presti, D. (2011). *A new proposal for the evaluation of the amplification coefficient due to valley effects in the simplified local seismic response analyses*. Italian Geotechnical Journal, vol. 4, pp. 51-77.

MECANISMOS DE ROTURA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS PARA O CÁLCULO DE VALORES CARACTERÍSTICOS DOS PARÂMETROS RESISTENTES DO SOLO

Collapse mechanisms of shallow foundations towards the calculation of the characteristic values of soil strength parameters

Nuno Guerra^a, Armando Antão^b, Teresa Santana^a, Manuel Matos Fernandes^c,
Mário Vicente da Silva^b

^a Dep. de Eng. Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Portugal

^b CERIS, Dep. de Eng. Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Portugal

^c Dep. de Eng. Civil, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal

RESUMO – Os valores característicos das propriedades do terreno podem ser, como casos limite, estimativas do valor médio, se o estado limite em causa não for sensível à variabilidade espacial, ou estimativas de um valor inferior, se o estado limite em causa o for. A sensibilidade à variabilidade espacial depende da dimensão do mecanismo de rotura. Para efeitos de projecto parece razoável considerar o mecanismo correspondente ao caso de solo homogéneo. No presente trabalho obtém-se numericamente os mecanismos de rotura associados a fundações superficiais, considerando diversos ângulos de resistência ao corte (admitindo condições drenadas) e diversas profundidades da fundação (admitindo condições drenadas e não drenadas) e apresentam-se os valores das suas profundidade e extensão lateral. Recorre-se ao programa *mechpy*, desenvolvido no DEC-FCT/UNL, que permite determinar numericamente as cargas de colapso com base nos teoremas estático e cinemático.

ABSTRACT – The characteristic values of soil strength parameters can be, as limiting cases, estimates of the mean value, if the limit state in question is not sensitive to spatial variability, or estimates of a lower value, if the limit state in question is sensitive to spatial variability. The sensitivity to spatial variability will depend on the size of the failure mechanism. For design purposes it seems reasonable to consider the mechanism corresponding to the case of homogeneous soil. In this work, the failure mechanisms associated with shallow foundations are numerically obtained, considering various values of the angle of shearing strength (assuming drained conditions) and various foundation depths (assuming drained and undrained conditions), and the values of their depth and lateral extent are presented. The *mechpy* program, developed in DEC-FCT/UNL, is used. It allows the numerical determination of collapse loads based on the static and kinematic theorems.

Palavras Chave – fundações superficiais, mecanismos de colapso, valores característicos das propriedades do terreno.

Keywords – shallow foundations, collapse mechanisms, characteristic values of the ground properties.

E-mail: nguerra@fct.unl.pt (N. Guerra), amna@fct.unl.pt (A. Antão), mtgs@fct.unl.pt (T. Santana),
mfern@fe.up.pt (M. Matos Fernandes), mjvs@fct.unl.pt (M. Vicente da Silva)

ORCID: orcid.org/0000-0001-8380-9902 (N. Guerra), orcid.org/0000-0003-2835-2780 (A. Antão),
orcid.org/0000-0002-1691-8153 (T. Santana), orcid.org/0000-0003-2661-9357 (M. Matos Fernandes),
orcid.org/0000-0003-0800-6979 (M. Vicente da Silva)

1 – INTRODUÇÃO

O cálculo tradicional da capacidade resistente ao carregamento vertical de fundações superficiais em solos respondendo em condições drenadas é habitualmente realizado admitindo a sobreposição de efeitos que consideram mecanismos diferentes. Por um lado, o efeito na capacidade resistente do peso do solo abaixo do plano da fundação é determinado sem considerar qualquer sobrecarga motivada pelo peso do solo acima desse plano, a tal correspondendo um dado mecanismo. Por outro, os efeitos dessa sobrecarga e da eventual coesão efectiva são determinados admitindo que o peso do solo abaixo do plano da base da fundação é nulo e sem considerar directamente a resistência do solo acima de tal plano, e a esse efeito corresponde um mecanismo diferente, que envolve um volume de solo substancialmente maior do que o primeiro. O mecanismo de rotura real corresponderá, assim, a um mecanismo intermédio dos dois, mas ainda corrigido do efeito produzido pela existência de solo resistente acima do plano referido. Este último aspecto é também relevante no caso da resposta não drenada do terreno de fundação.

O conhecimento do mecanismo de rotura assume particular importância actualmente, em especial no que diz respeito à sua profundidade. Com efeito, a actual tendência (Orr et al., 2025) é a de que os *valores representativos* das propriedades dos terrenos (em particular das propriedades resistentes), isto é, dos valores sobre os quais são aplicados os coeficientes parciais dos materiais ou com os quais são calculadas as resistências a minorar com coeficientes parciais destas grandezas, sejam os *valores característicos*, em substituição dos agora designados *valores nominais*. Os *valores característicos* são determinados através de procedimentos estatísticos, e os *valores nominais* são resultado de uma interpretação subjectiva dos dados de caracterização disponíveis. A preferência pelos valores característicos veio reforçar a ideia de que os valores representativos podem ser, como casos limite, estimativas cautelosas do valor médio, se o estado limite em causa não for sensível à variabilidade espacial, ou estimativas de um valor inferior, se o estado limite em causa for sensível a tal variabilidade.

A maior ou menor sensibilidade à variabilidade espacial depende da dimensão do mecanismo de rotura. Tal mecanismo depende, ele próprio, da variabilidade do terreno, mas para efeitos de projecto parece razoável considerar o mecanismo correspondente ao caso de solo homogéneo. Assim, no presente trabalho, obtém-se numericamente os mecanismos de rotura de fundações superficiais associados a diversos ângulos de resistência ao corte (admitindo condições drenadas) e a diversas profundidades da fundação (admitindo condições drenadas e não drenadas) e apresentam-se os valores da sua profundidade e extensão lateral. Recorre-se ao programa *mechpy*, desenvolvido no Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (Vicente da Silva e Antão, 2008; Antão et al., 2012), que, através do método dos elementos finitos, permite determinar cargas de colapso usando os teoremas estático e cinemático da análise limite.

2 – COLOCAÇÃO DO PROBLEMA

Admitindo a determinação de valores característicos de propriedades resistentes (usando, como se referiu, procedimentos estatísticos), há que calcular o valor médio e determinar ou conhecer previamente o coeficiente de variação dessa propriedade ($\text{tg } \phi'$ ou c_u , por exemplo), aqui designada por X : X_m e V_X . Admitindo uma distribuição Normal para a variável em causa, o valor característico será, então, dado por:

$$X_k = X_m (1 - k_n V_X) \quad (1)$$

em que k_n é um coeficiente que depende do número de valores que conduziram à determinação de X_m , do nível de conhecimento que se admite ter para V_X e do índice de sensibilidade à variabilidade

espacial, Γ^2 , e pode ser determinado por (Vanmarcke, 1977):

$$k_n = [N_{95} \text{ ou } t_{95}^{n-1}] \sqrt{\Gamma^2 + \frac{1}{n}} \quad (2)$$

onde N_{95} é o parâmetro, igual a 1,645, correspondente ao percentil 95% da distribuição Normal, a utilizar quando se considera V_X previamente conhecido ou assumido; t_{95}^{n-1} é o parâmetro correspondente ao percentil 95% da distribuição t-Student, para $n - 1$ graus de liberdade, a utilizar quando se considera V_X desconhecido previamente (determinado, portanto, a partir dos dados de caracterização); e Γ^2 é dado pela equação (Vanmarcke, 1977):

$$\Gamma^2 = \theta / \ell \quad (3)$$

em que θ é a escala de flutuação, que é a distância máxima a que uma propriedade do solo se correlaciona, e ℓ é a extensão do volume de solo envolvido no mecanismo de rotura. Nos solos sedimentares, o valor de θ na direcção vertical é substancialmente menor do que na direcção horizontal, pelo que é a extensão do mecanismo nessa direcção que será relevante para a determinação do índice de sensibilidade.

Nas situação limite em que ℓ é muito superior a θ , Γ^2 pode ser considerado nulo, e o valor característico torna-se uma estimativa do valor médio. No caso oposto, em que ℓ seja muito próximo de θ , Γ^2 é próximo da unidade, sendo nestas condições o valor característico uma estimativa do valor correspondente ao quantil 5%. Outros casos intermédios podem ser considerados, dependendo da relação θ/ℓ .

Pelo referido, pretende-se, assim, determinar a extensão dos mecanismos de colapso para casos simples de fundações superficiais. Para tal, procede-se à determinação de cargas de rotura de fundações superficiais através do programa *mechpy*, usando a implementação do teorema cinemático nele programada, dado ser esta implementação, por oposição à do teorema estático, também disponível, a mais adequada à obtenção de mecanismos.

O problema em estudo encontra-se esquematicamente representado na Figura 1. Trata-se de uma fundação superficial, corrida, de largura B , sujeita a carregamento vertical e centrado, em solo com peso volúmico total γ , respondendo em condições drenadas com ângulo de resistência ao corte ϕ' e coesão efectiva nula, ou em condições não drenadas, com resistência não drenada c_u admitida constante em profundidade. No Caso 1 indicado na figura o solo acima do plano da base da fundação é considerado através de uma sobrecarga q . No Caso 2 o referido solo é explicitamente modelado. No Caso 3, o solo acima do plano da base da fundação é também explicitamente modelado. e o solo abaixo deste plano coincide com o nível freático, e é admitido com um peso volúmico total, γ , tal que o seu peso volúmico submerso seja $\gamma' = \gamma/2$; para este caso é apenas considerada a resposta drenada do terreno, dado que a não drenada admite sempre o solo saturado, a análise é feita em tensões totais e o modelo a aplicar corresponde ao do Caso 2.

A capacidade resistente em condições drenadas de uma fundação superficial deste tipo é habitualmente calculada considerando o Caso 1 da Figura 1 usando a equação:

$$q_r = 0,5\gamma BN_\gamma + qN_q \quad (4)$$

em que N_γ e N_q são factores de capacidade resistente, dependentes de ϕ' . Esta expressão, como referido, é aproximada, porque a primeira parcela é obtida considerando que não há solo acima do plano da fundação (fazendo $q = 0$), e a segunda considerando apenas q e admitindo que o solo abaixo do plano da fundação não tem peso. Para N_q há solução exacta, sendo esta dada por:

$$N_q^{EX} = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \text{tg} \phi'} \quad (5)$$

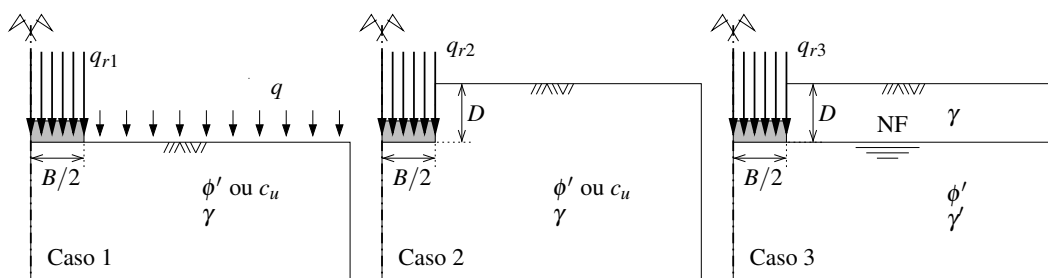


Fig. 1 – Problema em estudo. O Caso 1, à esquerda, admite que o solo acima da base da fundação é substituído apenas pelo seu peso, através de uma sobrecarga de valor q ; no Caso 2, ao centro, esse solo é explicitamente modelado; no Caso 3, à direita, esse solo é também explicitamente modelado, admitindo-se a presença de um nível freático coincidente com a base da fundação e que $\gamma' = \gamma/2$.

Para N_γ não há solução exacta, mas a melhor solução conhecida é devida a Martin (2005), que publicou em tabela os valores que obteve. Como também se referiu, os mecanismos correspondentes às duas parcelas são diferentes, sendo conhecido o mecanismo (exacto) correspondente a N_q .

A resistência do solo acima do plano de fundação (Casos 2 e 3 da Figura 1, com aquele plano à profundidade D) é habitualmente considerada através de um factor correctivo d_q , que multiplica a segunda parcela da equação 4. No presente trabalho, seguindo o anteriormente considerado por Antão et al. (2010), considerar-se-á um factor correctivo d_q^* , que pretende corrigir a expressão para ter em atenção tanto este aspecto como o da sobreposição de efeitos que a simples soma das duas parcelas não permite considerar. Dado que d_q^* tem em conta ambos os aspectos, não é comparável com as diversas propostas para d_q existentes na literatura. O solo acima do plano de fundação é considerado, no presente trabalho, idêntico ao restante solo.

A capacidade resistente em condições não drenadas é igualmente calculada considerando o Caso 1 da Figura 1, sendo dada por:

$$q_r = N_c c_u + q, \quad \text{com } N_c = 2 + \pi \quad (6)$$

Nas condições do Caso 1, esta equação é exacta e o mecanismo é conhecido e independente do valor de q , mas a consideração da resistência do solo acima da fundação (Caso 2) é feita através de um factor correctivo d_c , que afecta a primeira parcela, e tal resistência altera, naturalmente, o mecanismo. Tal como em condições drenadas, o solo acima do plano da fundação é igualmente considerado idêntico ao restante solo.

Pretende-se, portanto, determinar numericamente as capacidades resistentes correspondentes aos Casos 1, 2 e 3, em condições drenadas para vários valores de ϕ' e em condições não drenadas (Casos 1 e 2), para a obtenção dos mecanismos de colapso, e secundariamente para determinação dos factores d_q^* e d_c .

3 – VALIDAÇÃO

Para validação do procedimento, aplicou-se inicialmente o programa *mechpy* à determinação das soluções conhecidas. Em condições não drenadas, determinou-se a capacidade resistente considerando o Caso 1 e $q = 0$, tendo-se obtido um valor de q_r/c_u de 5,14666, que é apenas 0,09% superior ao valor exacto $N_c = 2 + \pi$ (equação 6). O cálculo deste caso e dos restantes passou por um processo de refinamento automático consistindo numa malha inicial e três etapas de refinamento. Na Figura 2 à esquerda representa-se a malha inicial gerada para o caso em análise, e ao centro mostra-se a malha final.

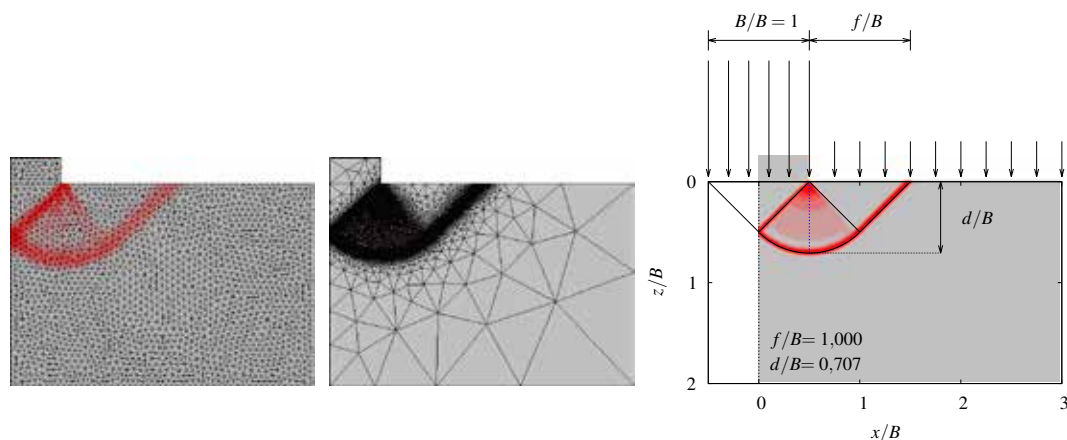


Fig. 2 – Determinação do factor de capacidade resistente N_c , admitindo resposta não drenada do solo: malhas inicial (c. 4000 elementos finitos; à esquerda) e final (c. 32000 elementos finitos; ao centro); comparação entre o mecanismo exacto, representado a negro, e o que se infere das manchas dos incrementos de deformação plástica obtidos do programa *mechpy*, representados a vermelho (à direita).

Dos cálculos realizados pode inferir-se os mecanismos a partir dos valores dos incrementos de deformação plástica. Na Figura 2 à direita sobrepõe-se as manchas de tais incrementos obtidas para a última etapa de refinamento ao mecanismo exacto teórico que, neste caso, tem uma profundidade adimensional d/B contada a partir da base da fundação igual a $\sqrt{2}/2$ e uma extensão lateral f/B , medida na superfície do terreno e a partir da extremidade da sapata, de 1. Pode concluir-se, da observação da figura, que o mecanismo calculado e o teórico são, do ponto de vista prático, coincidentes.

Em condições drenadas procedeu-se ao cálculo do factor de capacidade resistente N_q para diferentes valores de ϕ' . Os resultados obtidos estão representados na Figura 3. Procedeu-se igualmente ao cálculo do factor de capacidade resistente N_γ , também representado na figura. Verifica-se a sobreposição dos valores calculados com a solução exacta de N_q (equação 5) e com a solução de Martin (2005) para N_γ .

Sendo conhecidos os mecanismos (exactos) associados ao factor N_q , compara-se na Figura 4 tais mecanismos com os obtidos para quatro valores do ângulo de resistência ao corte. Pode igualmente constatar-se a sua clara sobreposição.

Em conclusão, os resultados dos cálculos realizados mostram que os valores obtidos para os parâmetros N_c , N_q e N_γ coincidem, do ponto de vista prático, com as soluções exactas (casos de N_c e N_q) ou com as melhores soluções conhecidas (caso de N_γ). Mostram igualmente que os mecanismos obtidos correspondem aos teóricos (casos de N_c e N_q), para as situações em que estes são válidos. Deste modo, apresentam-se em seguida os resultados obtidos dos cálculos realizados para os casos que se pretendem analisar, para os quais não existem soluções teóricas exactas.

4 – RESULTADOS

4.1 – Condições não drenadas

Para diferentes valores de D procedeu-se à determinação das capacidades resistentes q_{r2} (Figura 1, Caso 2), admitindo a resposta não drenada do solo (como referido, para o Caso 1 da mesma figura o mecanismo é independente de q). Determinou-se, então, para cada valor de D , o parâmetro

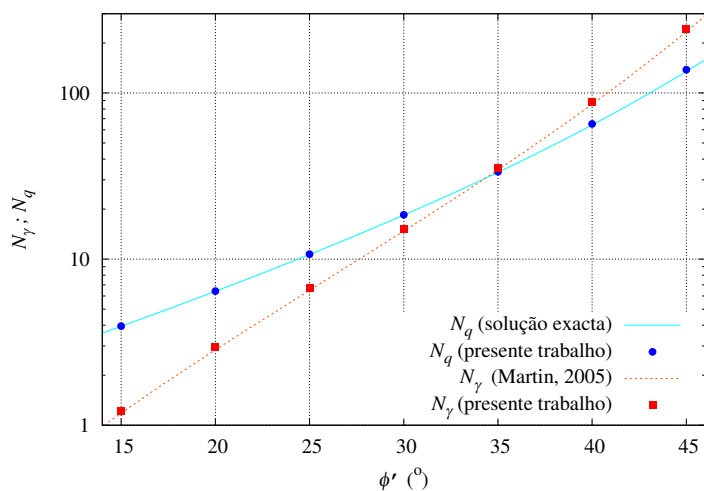


Fig. 3 – Determinação do factor de capacidade resistente N_q ($\gamma = 0$ e $q \neq 0$) e N_{γ} ($\gamma \neq 0$ e $q = 0$): comparação com soluções conhecidas.

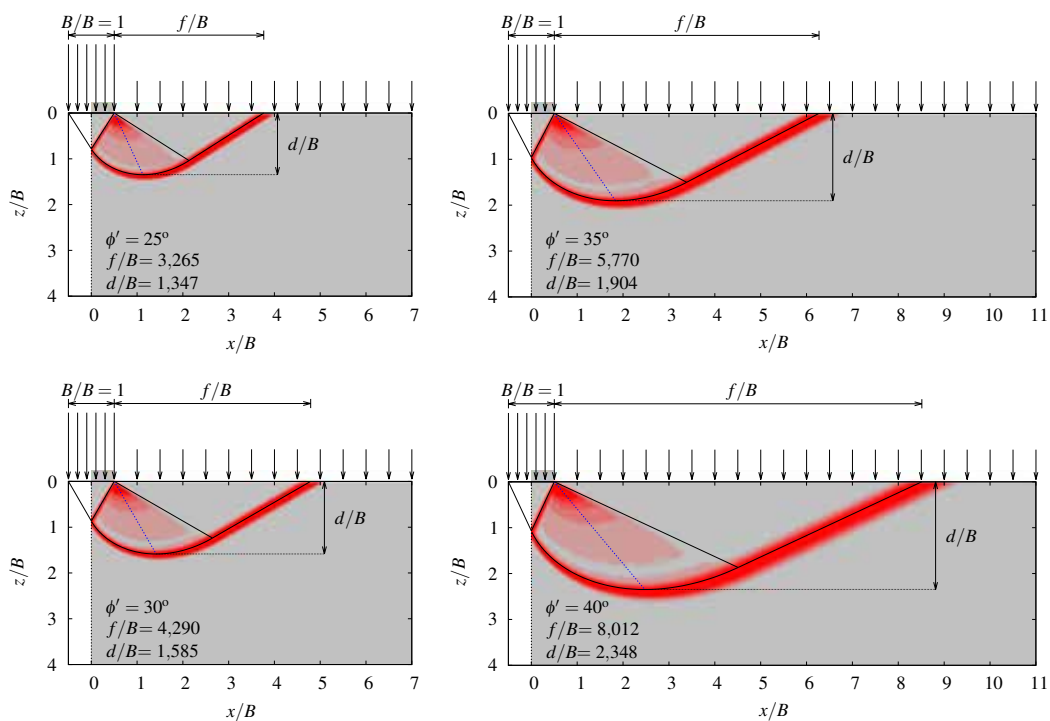


Fig. 4 – Determinação do factor de capacidade resistente N_q ($\gamma = 0$ e $q \neq 0$): comparação entre os mecanismos exactos (representados a negro) e os que se inferem das manchas dos incrementos de deformação plástica dos cálculos FELA, obtidos do programa *mechpy* (representados a vermelho).

d_c , através de:

$$d_c = \frac{q_{r2} - q}{N_c c_u} \quad (7)$$

Os resultados obtidos estão representados na Figura 5a, nela mostrando-se igualmente, como referência, os valores clássicos propostos por Skempton (1951).

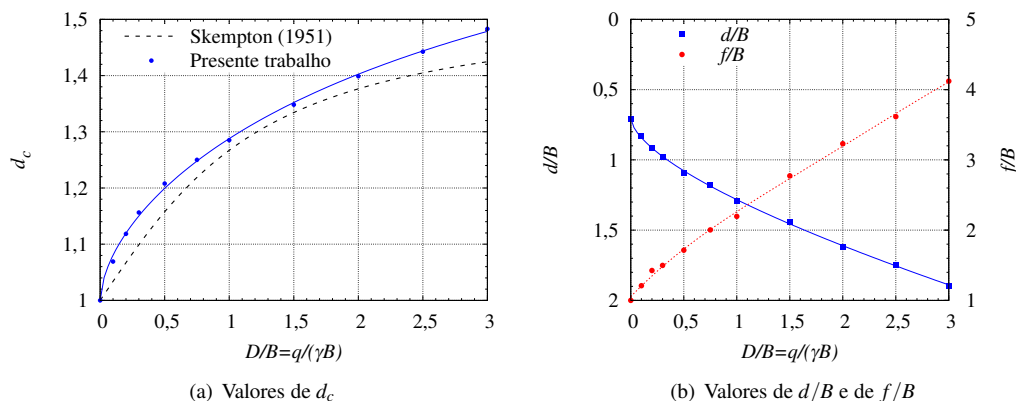


Fig. 5 – Valores de d_c (a) e de f/B e d/B (b) obtidos dos cálculos realizados admitindo condições não drenadas, para o Caso 2.

Na Figura 5b representa-se os valores de f/B e de d/B , obtidos a partir dos mecanismos inferidos das manchas de deformação plástica. A Figura 6 inclui estas manchas, para quatro relações D/B : 0 (que corresponde ao Caso 1), 0,5, 1 e 2 (Caso 2). A figura inclui também a definição de f e d (indicada na figura para $D/B = 1$) para o Caso 2 (a do Caso 1 foi já definida nas Figuras 2 e 4).

A análise da Figura 6 permite constatar de forma fisicamente mais clara o resultado que também pode ser lido no gráfico da Figura 5(b): a muito significativa influência da relação D/B na dimensão do mecanismo, especialmente no que respeita ao valor de f , mas igualmente em relação a d .

4.2 – Condições drenadas

Contrariamente ao que acontece em condições não drenadas, em condições drenadas os mecanismos correspondentes ao Caso 1 são afectados pelo valor de q . Apresenta-se, assim, nesta secção, os resultados dos valores adimensionais f/B e d/B para os Casos 1, 2 e 3. Os valores do factor correctivo d_q^* , para o Caso 2, são obtidos através de:

$$d_q^* = \frac{q_{r2} - 0,5\gamma B N_\gamma}{q N_q} = \frac{q_{r2} - 0,5\gamma B N_\gamma}{\gamma D N_q} \quad (8)$$

e para o Caso 3 através de:

$$d_q^* = \frac{q_{r3} - 0,5\gamma' B N_\gamma}{q N_q} = \frac{q_{r3} - 0,5\gamma' B N_\gamma}{\gamma D N_q} \quad (9)$$

Os resultados de d_q^* para os Casos 2 e 3 são apresentados nas Figuras 7 e 8, respectivamente. O andamento das curvas destas figuras é semelhante ao anteriormente obtido por Antão et al. (2010). O parâmetro d_q^* assume valores elevados para relações D/B pequenas, reduzindo-se rapidamente até valores de D/B da ordem de 1, para depois subirem muito ligeiramente a partir daí e até ao valor

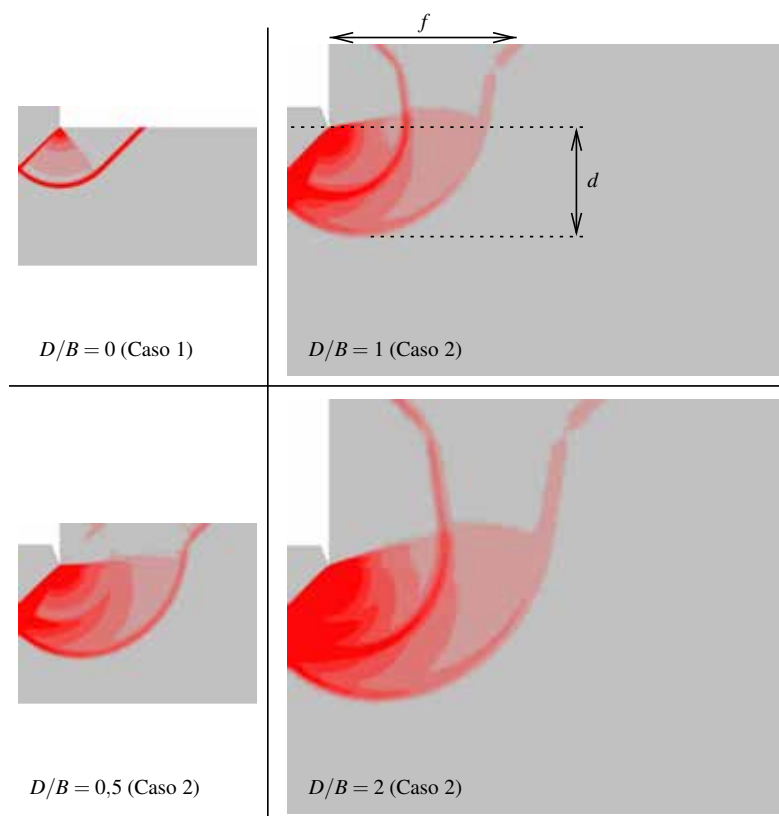


Fig. 6 – Manchas dos incrementos de deformação plástica obtidas para os cálculos realizados em condições não drenadas, para diferentes valores de D/B .

máximo de D/B considerado (3). Verifica-se igualmente que, para o Caso 3, os valores de d_q^* são um pouco inferiores.

Na Figura 9 apresenta-se as manchas de deformação plástica, das quais se inferem os mecanismos, para $\phi' = 30^\circ$, para os Casos 1, 2 e 3 e para diferentes valores de $q/(\gamma B)$. Uma comparação prévia com a Figura 6 permite constatar uma influência ainda mais significativa de D/B no caso drenado em relação à que se constatou existir no caso não drenado.

A análise da Figura 9 permite verificar que, no Caso 1, se verifica o esperado aumento da dimensão do mecanismo (e, portanto, de d e de f) com o aumento de q . O limite, nunca atingido, seria o mecanismo correspondente ao N_q . Quando o solo acima do plano de fundação é explicitamente modelado (Casos 2 e 3) verifica-se o esperado incremento de f , motivado pela simples geometria, mas também um aumento da profundidade do mecanismo, d . Tal efeito é superior no Caso 3, para igual valor de D/B .

Note-se, ainda, que igual valor de D/B corresponde, no Caso 3, a uma relação $q/(\gamma' B)$ dupla da relação $q/(\gamma B)$ do Caso 2; no entanto, os mecanismos para iguais valores destas relações não são idênticos, sendo um pouco mais profundos no Caso 2. A dimensão dos mecanismos nos Casos 2 e 3 parece, assim, ser influenciada em simultâneo pela relação entre q e o valor do produto γB (ou $\gamma' B$) e pela relação geométrica D/B .

Os valores de f/B e de d/B são apresentados nas Figuras 10, 11 e 12, respectivamente para os Casos 1, 2 e 3. Pode concluir-se, como esperado, que o aumento de ϕ' e de $q/(\gamma B)$ conduz, nos três

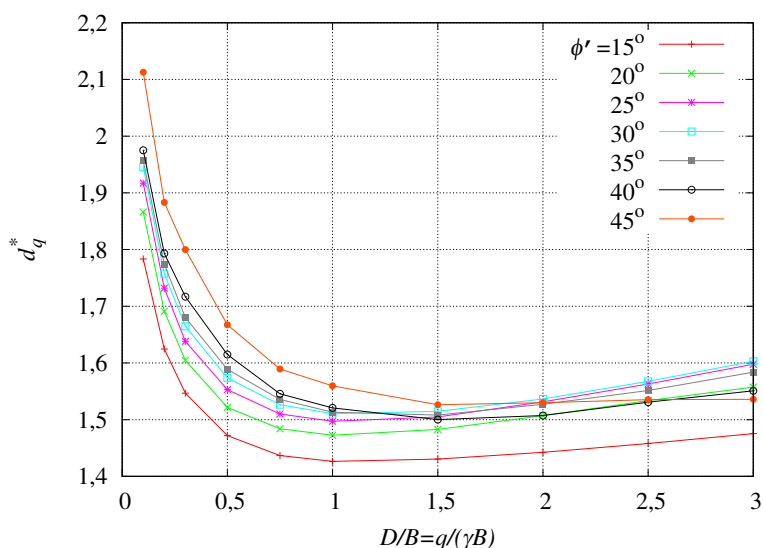


Fig. 7 – Valores de d_q^* obtidos dos cálculos realizados correspondentes ao Caso 2, admitindo condições drenadas.

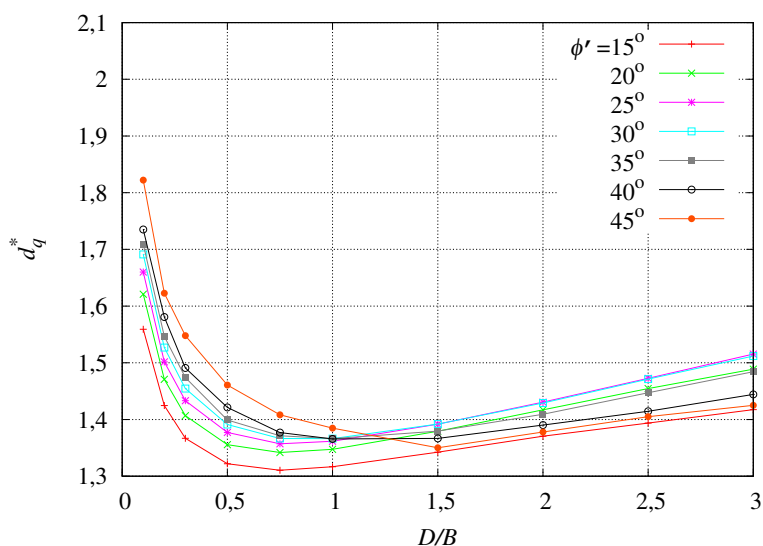


Fig. 8 – Valores de d_q^* obtidos dos cálculos realizados correspondentes ao Caso 3, com $\gamma' = \gamma/2$, admitindo condições drenadas.

casos, a um aumento de ambas as grandezas, variando no Caso 1, como referido anteriormente, entre a extensão lateral do mecanismo obtido para N_γ ($q = 0$) e a do mecanismo do N_q .

Verifica-se ainda que, no Caso 2, a extensão lateral atinge valores substancialmente superiores às do Caso 1, em especial para valores de D/B elevados, dado o prolongamento do mecanismo até à superfície do terreno. Faz-se notar, a este propósito, que a escala do eixo f/B das Figuras 11 e 12 não é a mesma que se adoptou na Figura 10. O efeito na profundidade não é tão significativo. Os valores de ambas as grandezas são um pouco superiores (para igual D/B) para o Caso 3.

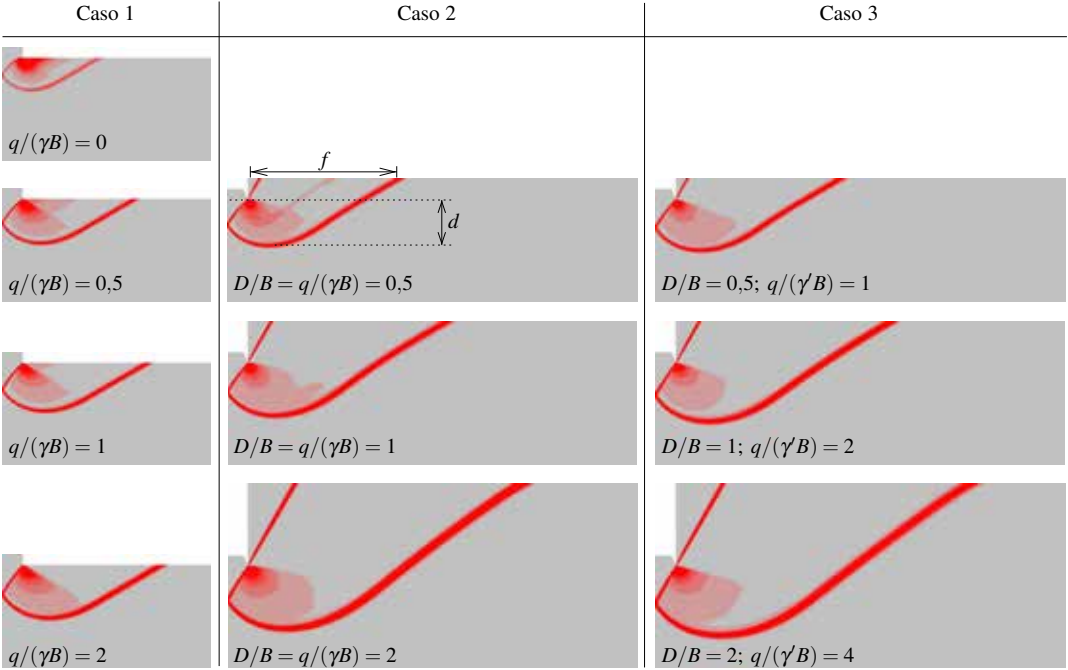


Fig. 9 – Manchas dos incrementos de deformação plástica obtidas para $\phi' = 30^\circ$, para os Casos 1, 2 e 3 e para diferentes valores de $q/(\gamma B)$ e (ou) D/B .

5 – OBSERVAÇÕES FINAIS

A escolha do valor representativo de uma propriedade do solo, em particular de uma propriedade resistente, tem impacto significativo no nível de segurança de estruturas geotécnicas. A utilização de valores característicos como valores representativos abre a discussão sobre a influência da variabilidade espacial e da forma de a considerar na escolha dos próprios valores característicos, o que pode ser feito através do índice de sensibilidade. Neste índice intervêm a geometria do mecanismo de colapso, que há, portanto, que conhecer.

As Figuras 5(b) (para condições não drenadas) e 10 a 12 (condições drenadas) permitem estimar a profundidade e a extensão lateral do mecanismo de rotura de fundações superficiais.

Pretendendo-se determinar o valor característico das propriedades resistentes com base na equação 1 e usando k_n dado pela equação 2, sugere-se estimar o valor de ℓ a usar na equação 3 como d (no Caso 1) ou $d + D$ (nos Casos 2 e 3), obtido das Figuras 5(b) e 10 a 12 e o valor de θ típico da formação na direcção vertical. Sugere-se ainda, na utilização das Figuras 10 a 12, adoptar o valor de ϕ' igual ao valor médio ou igual a um valor nominal que possa ter sido determinado, como primeira iteração, e eventualmente corrigi-lo após a determinação do valor característico em resultado da equação 1, numa ou mais iterações, caso se justifiquem. No Anexo apresenta-se um exemplo deste procedimento.

6 – AGRADECIMENTOS

Esta investigação foi financiada parcialmente pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia, I.P. (FCT, <https://ror.org/00snfq58>) sob o Financiamento UID/6438/2025 (<https://doi.org/10.54499/UID/06438/2025>) da unidade de investigação CERIS. Para efeitos de Acesso Aberto, os autores

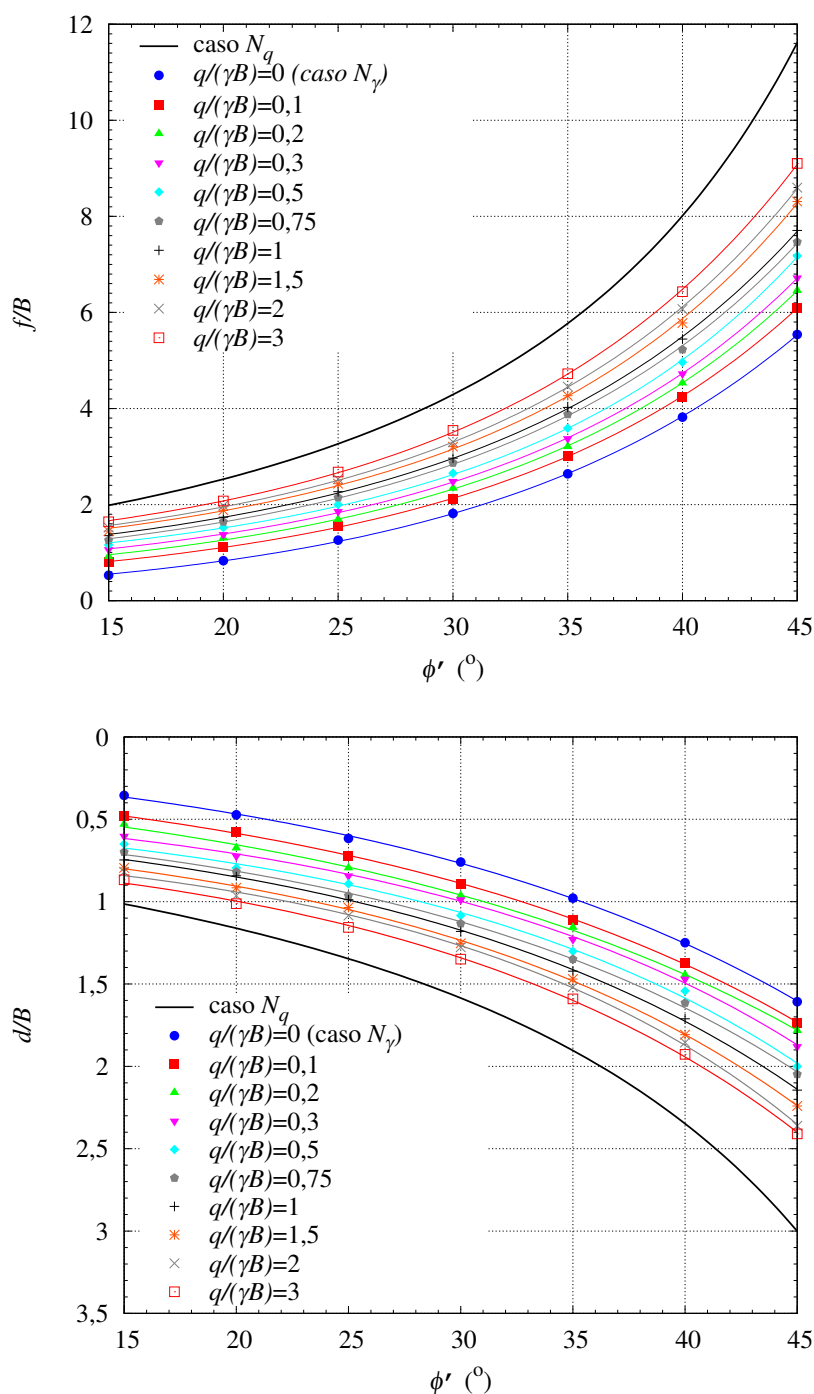


Fig. 10 – Valores de f/B (em cima) e de d/B (em baixo) obtidos dos cálculos realizados admitindo condições drenadas, para o Caso 1.

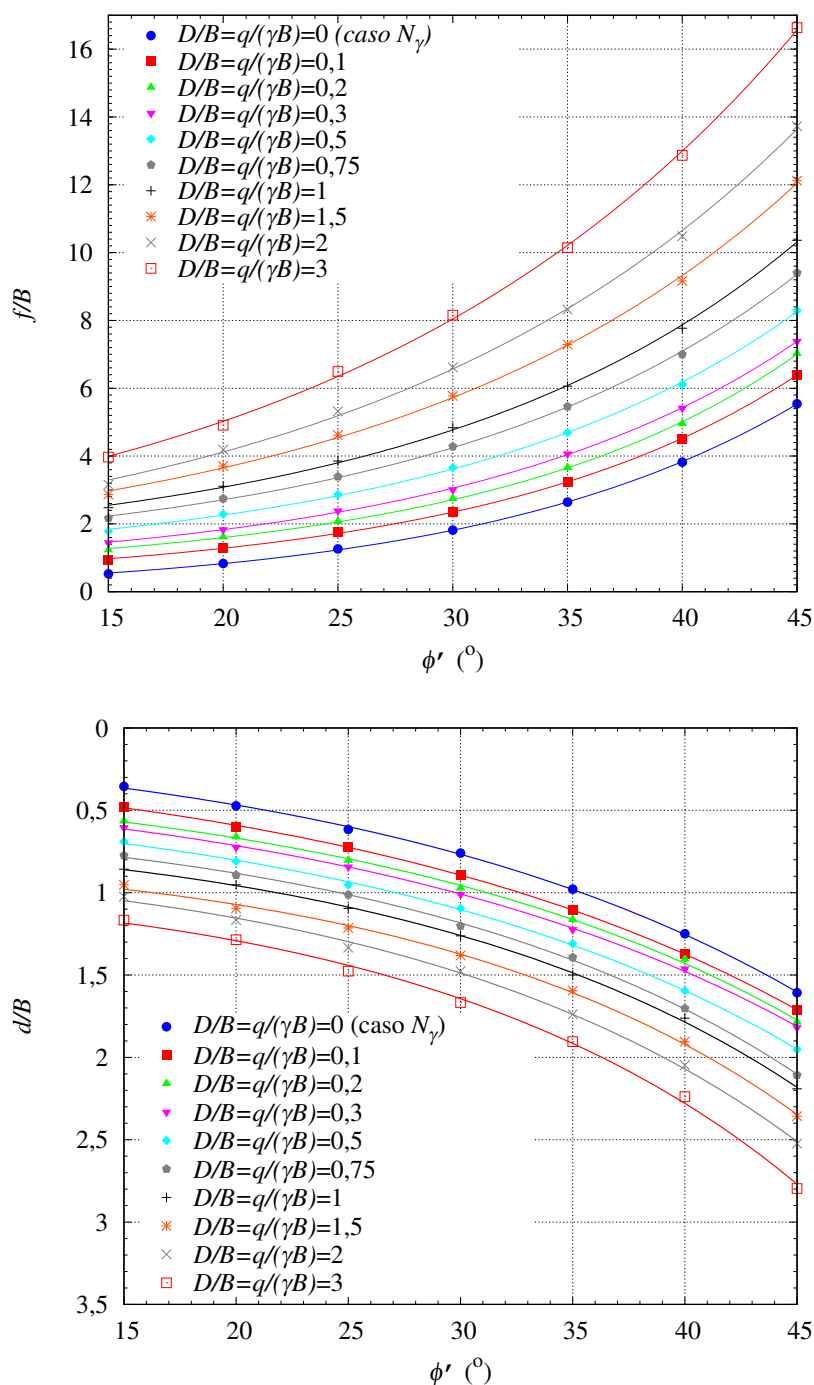


Fig. 11 – Valores de f/B (em cima) e de d/B (em baixo) obtidos dos cálculos realizados admitindo condições drenadas, para o Caso 2.

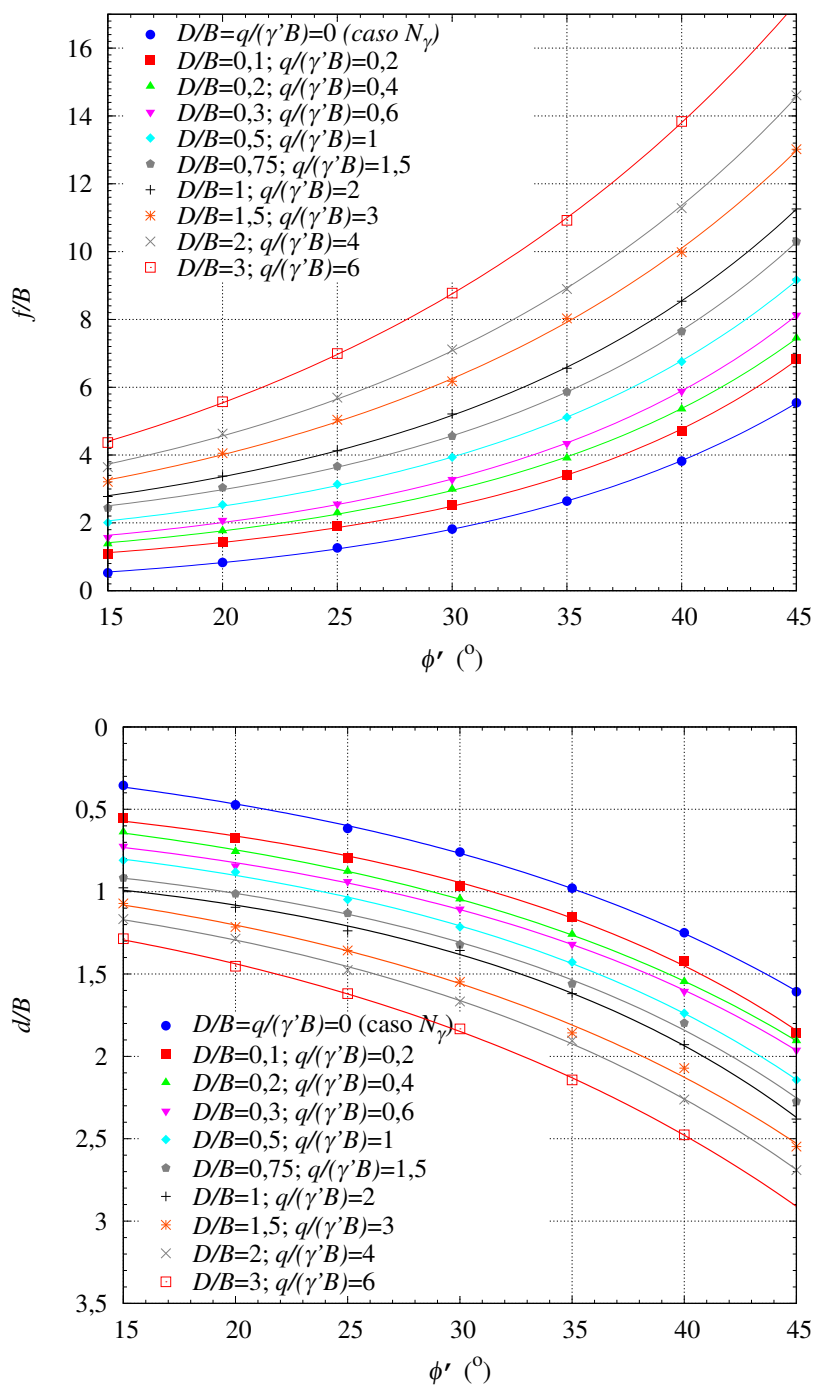


Fig. 12 – Valores de f/B (em cima) e de d/B (em baixo) obtidos dos cálculos realizados admitindo condições drenadas, para o Caso 3.

aplicaram a qualquer versão do manuscrito aceite (AAM) resultante desta submissão uma licença Creative Commons CC-BY.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Antão, A. N.; Vicente da Silva, M.; Guerra, N. M. C. (2010). *Determination of depth factors for the bearing capacity of shallow foundations in sand*. Soils and Rocks, 33(1), pp. 47–52. <https://doi.org/10.28927/SR.331047>
- Antão, A. N.; Vicente da Silva, M.; Guerra, N. M. C.; Delgado, R. (2012). *An upper bound-based solution for the shape factors of bearing capacity of footings under drained conditions using a parallelized mixed f. e. formulation with quadratic velocity fields*. Computers and Geotechnics, 41, pp. 23–35. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2011.11.003>
- Martin, C. M. (2005). *Exact bearing capacity calculations using the method of characteristics*. Proc. 11th Int. Conf. IACMAG, volume 4, pp. 441–450, Turin.
- Orr, T.; Sorgatz, J.; Estaire, J.; Prästings, A.; D’Ignazio, M.; Andries, J.; Ene, A. Polo Lopes, C. (2025). Determination of representative values from derived values for verification with limit states with EN 1997. Relatório, Publications Office of the European Union, Luxembourg. <https://doi.org/10.2760/0980105>
- Skempton, A. W. (1951). *The bearing capacity of clays*. Proc. Building Research Congress, volume 1, pp. 180–189.
- Vanmarcke, E. H. (1977). *Probabilistic modeling of soil profiles*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 103(11), pp. 1227–1246. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000517>
- Vicente da Silva, M.; Antão, A. N. (2008). *Upper bound limit analysis with a parallel mixed finite element formulation*. International Journal of Solids and Structures, 45(22-23), pp. 5788–5804. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2008.06.012>

ANEXO: EXEMPLO

Considere-se que $n = 12$ ensaios (de laboratório ou *in situ*) sobre amostras de um solo granular levaram à determinação ou à estimativa por correlação de valores de $\text{tg } \phi'$ cuja média levou a $[\text{tg } \phi']_m = 0.610$, correspondente a $\phi'_m = \arctg 0.610 = 31,4^\circ$, e a um desvio-padrão de $\text{tg } \phi'$ de 0,050. O coeficiente de variação, V , é, portanto, $V = 0,050/\text{tg } 31,4 = 0,082$. Uma análise dos resultados levou a um valor nominal de ϕ' , $\phi'_{\text{nom}} = 30^\circ$, como estimativa cautelosa do valor médio. Admita-se que esta formação tem uma escala de flutuação de ϕ' na direcção vertical de 1 m e que na direcção horizontal a escala de flutuação é muito superior, como é típico de formações sedimentares.

Pretende-se escolher o valor representativo de ϕ' determinado enquanto valor característico (usando métodos estatísticos), para determinação da capacidade resistente (e do seu valor de cálculo) de uma fundação superficial com largura $B = 3$ m, fundada a profundidade tal que a tensão efectiva vertical transmitida pelo solo acima da base da fundação é $q/(\gamma B) = 0,5$. Dado, por hipótese, o solo acima da base da fundação ter características mecânicas inferiores à do solo abaixo da base da fundação, considere-se o Caso 1 (Figura 1).

Considerando, como primeira iteração, $\phi' = \phi'_{\text{nom}} = 30^\circ$, tem-se, da Figura 10, que para $q/(\gamma B) = 0,5$ se obtém $d/B = 1,1$, o que resulta em $d = 3,3$ m. Tal conduz a $\Gamma^2 = 1/3,3 = 0,303$ (equação 3).

Admitindo o valor de V determinado a partir dos resultados da caracterização (desconhecido *a priori*) e atendendo a que $t_{95}^{n-1} = 1,796$ (para $n = 12$), k_n é dado por (equação 2):

$$k_n = 1,796 \sqrt{0,303 + \frac{1}{12}} = 1,116 \quad (10)$$

Tal conduz a (equação 1):

$$\operatorname{tg} \phi'_k = \operatorname{tg} 31,4^\circ (1 - 1,116 \times 0,082) = 0,555 \Rightarrow \phi'_k = 29,0^\circ \quad (11)$$

Repetindo esta sequência de procedimentos numa segunda iteração agora considerando $\phi' = 29,0^\circ$, tem-se:

$$\phi' = 29,0^\circ \Rightarrow d/B = 1,03 \Rightarrow \Gamma^2 = 0,324 \Rightarrow k_n = 1,146 \Rightarrow \phi'_k = 28,9^\circ \quad (12)$$

Atendendo a que o valor de ϕ'_k obtido da segunda iteração é praticamente igual ao valor que resultou da primeira, adopta-se $\phi'_k = 28,9 \simeq 29^\circ$.

MONITORIZAÇÃO CONTÍNUA DA RIGIDEZ DAS CAMADAS GRANULARES POR MEIO DE BENDER ELEMENTS

Continuous monitoring of the stiffness of granular layers using bender elements

Carolina Briceño^a, Manuel Parente^a, Mohammad Roshan^a, Miguel Azenha^a, António Gomes Correia^a, João Rocha^b, Marcos Martins^c, Joyce Chidassica^d, Ionut Moldovan^{d,f}, Helder Silva^e, José Neves^f, Erol Tutumluer^g

^a Universidade do Minho, ISISE, ARISE, Departamento de Engenharia Civil, Guimarães, Portugal

^b CMEMS-UMinho, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal

^c INESC TEC, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal

^d Universidade Lusófona, Faculty of Engineering, Lisbon, Portugal

^e BUILT CoLAB – Collaborative Laboratory for the Future Built Environment, Porto, Portugal

^f CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal

^g University of Illinois at Urbana-Champaign, Illinois, USA

RESUMO – Apesar da importância estrutural das camadas granulares não ligadas dos pavimentos flexíveis, a sua monitorização contínua enfrenta limitações técnicas significativas. Este estudo desenvolveu um sistema avançado de monitorização, baseado em sensores do tipo Bender Elements, para medir a rigidez dinâmica das camadas granulares. Foi concebido um sistema de proteção e acoplamento destinado a proteger os sensores contra tensões externas e a garantir um contacto adequado para a propagação da onda de corte no geomaterial. Um estudo numérico analisou a influência da geometria da cápsula, e foi integrado um sistema de amplificação personalizada para alcançar maiores distâncias. O sistema foi validado experimentalmente em laboratório e posteriormente implementado no terreno, onde se mantém em funcionamento.

ABSTRACT – Despite the structural importance of unbound granular layers in flexible pavements, their continuous monitoring faces significant technical limitations. This study developed an advanced monitoring system, based on Bender Elements sensors, to measure the dynamic stiffness of granular layers. A protection and coupling system was designed to shield the sensors from external stresses and ensure adequate contact for shear wave propagation in the geomaterial. A numerical study analyzed the influence of capsule geometry, and a custom amplification system was integrated to extend signal range. The system was experimentally validated in the laboratory and subsequently implemented in the field, where it remains in operation.

Palavras Chave – sensor bender element, monitorização geotécnica, rigidez dinâmica.

Keywords – bender element sensor, geotechnical monitoring, dynamic stiffness.

E-mails: id8649@alunos.uminho.pt (C. Briceño), map@civil.uminho.pt (M. Parente), jroshan2020@gmail.com (M. Roshan), miguel.azenha@civil.uminho.pt (M. Azenha), agc@civil.uminho.pt (A. Gomes Correia), joaorocha817@gmail.com (J. Rocha), marcos.martins@inesctec.pt (M. Martins), joycechida@gmail.com (J. Chidassica), dragos.moldovan@ulusofona.pt (I. Moldovan), helder.silva@builtcolab.pt (H. Silva), jose.manuel.neves@tecnico.ulisboa.pt (J. Neves), tutumlue@illinois.edu (E. Tutumluer)

ORCID: orcid.org/0000-0001-7761-4519 (C. Briceño), orcid.org/0000-0001-5765-2622 (M. Parente), orcid.org/0000-0002-5501-4747 (M. Roshan), orcid.org/0000-0003-1374-9427 (M. Azenha), orcid.org/0000-0002-0103-2579 (A. Gomes Correia), orcid.org/0000-0003-3085-0770 (I. Moldovan), orcid.org/0009-0001-9366-4855 (H. Silva), orcid.org/0000-0002-7131-7967 (J. Neves), orcid.org/0000-0003-3945-167X (E. Tutumluer)

1 – INTRODUÇÃO

As camadas granulares não ligadas que constituem a base e a sub-base dos pavimentos desempenham um papel fundamental na integridade estrutural das infraestruturas rodoviárias, uma vez que são responsáveis por distribuir eficazmente as cargas geradas pelo tráfego (Bzówka et al., 2021; Dushmantha et al., 2025; Erlingsson et al., 2017) e por proteger o subleito de tensões excessivas. O desempenho destas camadas depende de vários fatores, como a distribuição granulométrica, o teor de finos e a humidade, o histórico de cargas, a temperatura, entre outros (Lekarp et al., 2000), apresentando um comportamento mecânico altamente não linear, dependente do tempo e das cargas externas (Bzówka et al., 2021; Gkyrtis, 2023; Masad e Little, 2004). Esta complexidade, aliada à expansão contínua das redes rodoviárias, reforça a necessidade de soluções avançadas de monitorização geotécnica com maior precisão.

Existem vários métodos para caracterizar camadas granulares não ligadas (Correia, 1999), incluindo ensaios laboratoriais (AASHTO T 307-99, 2012) e ensaios não destrutivos *in situ*, como o Falling Weight Deflectometer (FWD) e o Light Weight Deflectometer (LWD). Contudo, estes métodos apresentam diversas limitações, nomeadamente a necessidade de amostras de elevada qualidade e não perturbadas, o conhecimento dos estados de tensão reais no terreno e a dependência de retroanálises realizadas com software não normalizado, o que pode afetar a variabilidade e a precisão dos resultados (Sangsefidi et al., 2021). Além disso, estas técnicas são aplicadas apenas em pontos específicos e num determinado instante.

Sensores do tipo Bender Element (BE) têm sido utilizados para calcular a rigidez dinâmica (módulo de corte) de materiais granulares, sobretudo no laboratório (Yoon et al., 2008; Byun e Tutumluer, 2017; Kang et al., 2021; Kang et al., 2022; Kang, 2023; Robinson et al., 2025; Zeng, 2006). Byun e Tutumluer (2017) aplicaram sensores BE em materiais granulares, demonstrando seu potencial para o estudo de camadas de granulometria variada em condições de campo. Posteriormente, Kang et al. (2021) desenvolveram sensores BE para avaliar a rigidez a longo prazo das camadas granulares não ligadas. Estes estudos evidenciam a eficácia dos sensores BE na determinação da rigidez dinâmica das camadas granulares dos pavimentos.

Por outro lado, embora as inspeções periódicas sejam necessárias para a gestão das redes rodoviárias modernas, a sua natureza esporádica limita a identificação precoce de deteriorações ou de potenciais problemas estruturais. Assim, torna-se útil a implementação de um sistema de monitorização contínua. Neste contexto, o projeto INTENT (2026), financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia (2023-2027), visa desenvolver um sistema eficaz de monitorização dinâmica de camadas granulares, baseado em sensores BE. Para tal, foi necessário superar vários desafios, incluindo proteger o frágil sensor piezoelétrico BE das tensões extremas durante a compactação do pavimento; assegurar um acoplamento ótimo entre os sensores BE e a camada granular não ligada; e permitir que o sensor emissor transmitisse energia suficiente ao geomaterial para detetar a onda propagada a longas distâncias. Este artigo descreve o desenvolvimento de um sistema para monitorizar continuamente a rigidez dinâmica de camadas granulares não ligadas utilizando sensores BE. O trabalho incluiu: (i) a conceção do sistema de proteção e acoplamento dos sensores, apoiada por análises numéricas para definir a geometria ideal da cápsula e pelo desenvolvimento de um sistema adicional destinado a melhorar a proteção e o acoplamento; (ii) o desenvolvimento e a implementação de amplificadores específicos para permitir a deteção de sinais a longas distâncias; (iii) a validação experimental do conjunto em laboratório; e (iv) o desenvolvimento final do sistema de monitorização para o seu funcionamento contínuo no campo, concluindo-se com o plano de instalação e a sua implementação.

2 – DESENHO DO SISTEMA DE BENDER ELEMENT

Os sensores BE são transdutores piezoelétricos concebidos para gerar e detetar ondas de corte que se propagam no solo entre um BE emissor e um BE recetor. Neste estudo, o emissor e o recetor

apresentam construção idêntica, composta por lâminas cerâmicas de PZT (zirconato-titanato de chumbo) coladas para formar uma estrutura em lâmina flexível. Os transdutores foram colocados num molde de PLA (ácido polilático) e encapsulados num composto de poliuretano, preservando simultaneamente o acoplamento acústico e permitindo o movimento fletor do elemento piezoelétrico (ver Figura 1). Quando excitados com um ciclo único de uma voltagem sinusoidal, os elementos PZT fletem lateralmente, induzindo deformação de corte no solo envolvente e gerando uma onda de corte.

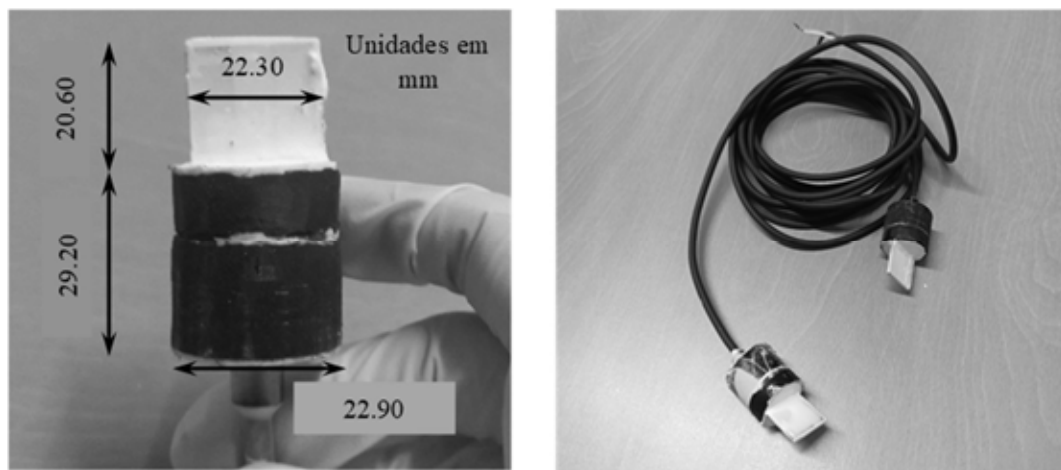


Fig. 1 – Sensor Bender Element.

Por um lado, a inserção de sensores BE em camadas granulares de pavimentos coloca significativos desafios de engenharia. Por um lado, os sensores BE são muito frágeis e necessitam de proteção contra as cargas aplicadas pela compactação e pelo tráfego pesado. Por este motivo, decidiu-se embebê-los em cápsulas metálicas de proteção. As cápsulas são constituídas por peças em T de aço inoxidável, conforme ilustrado na Figura 2, com dimensões comercialmente disponíveis de 1 1/2" e 2". A posição do BE no interior da cápsula é apresentada na Figura 3, ilustrativamente, para o caso da cápsula de 1 1/2".

Por outro lado, a proteção oferecida pelas cápsulas diminui o contacto dos sensores BE com o geomaterial circundante, o que pode prejudicar a transmissão da onda de corte pelo mesmo e baixar a amplitude do sinal de saída. Assim, as exigências de proteção e de contacto são claramente antagónicas, sendo necessário quantificar estes efeitos de modo a conseguir uma solução equilibrada. Para conseguir isso, recorreu-se à modelação numérica, tendo sido simuladas as interações complexas entre as cargas induzidas pelo tráfego e as camadas granulares dos pavimentos, para responder a duas perguntas: (i) qual é a redução das tensões transmitidas ao sensor BE pelo tráfego da superfície por cada uma das duas cápsulas analisadas?, e (ii) qual é a redução da amplitude do sinal de saída face ao sinal de entrada para essas mesmas cápsulas?

Dois modelos distintos de elementos finitos são utilizados: uma análise quase estática é utilizada para avaliar a tensão aplicada pelo tráfego; e uma análise elastodinâmica para simular a propagação das ondas de corte entre o BE emissor e o BE recetor. Os dois módulos utilizados pertencem à plataforma computacional FreeHyTE (Moldovan et al., 2021, Climent et al., 2022). FreeHyTE é a primeira e, correntemente, a maior plataforma aberta a utilizar elementos finitos não convencionais (tipicamente híbridos-Trefftz, mas também híbridos e elementos de fronteira) para a modelação de problemas matemáticos, físicos e de engenharia. Ao contrário dos elementos convencionais, os elementos híbridos-Trefftz utilizam funções de aproximação que pertencem ao espaço das soluções exatas das equações diferenciais governativas (mas sem respeitar exatamente as condições de

fronteira). Essa estratégia introduz, assim, informação física na base de aproximação dos elementos finitos, talhada especificamente para o problema que se está a resolver. Isso faz com que os elementos finitos híbridos-Trefftz sejam insensíveis a comprimentos de onda muito pequenos, não requerendo refinamentos de malhas muito finos para modelar problemas caracterizados por grandes gradientes da solução, como é o caso dos problemas de transmissão de ondas de altas frequências produzidas pelos BE.

A definição dos modelos reproduz a configuração experimental instalada no laboratório e, posteriormente, no campo. Ambos os modelos correspondem a um sensor BE colocado a 20 cm de profundidade na camada granular de base, assente sobre uma camada de sub-base, também com 20 cm de espessura.

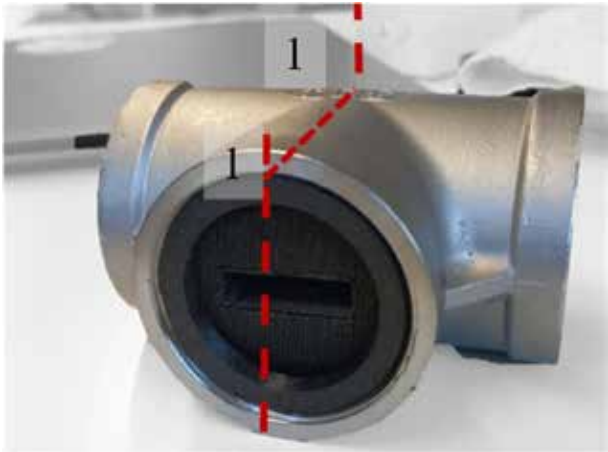


Fig. 2 – Peça em T utilizada no estudo.

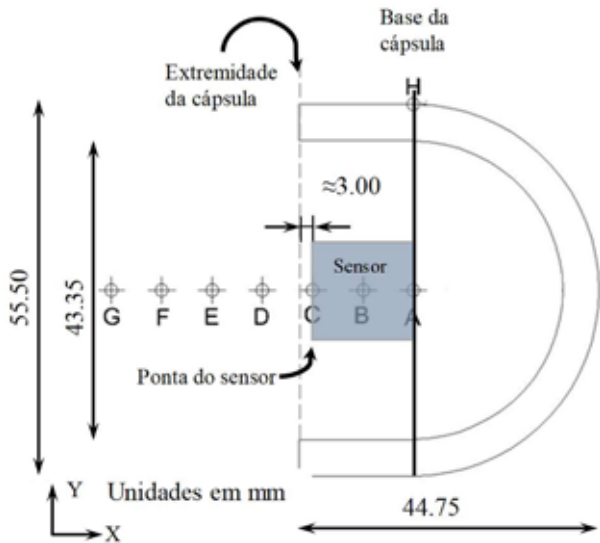


Fig. 3 – Secção 1-1 da cápsula de 1 1/2” com os pontos de medição (Briceño et al., 2026).

2.1 – Análise quase estática

Uma carga móvel percorre uma camada granular não ligada de 40 cm de espessura, contendo um sensor BE embebido a 20 cm de profundidade. O modelo numérico é apresentado na Figura 4 (unidades em metros). Uma carga distribuída de intensidade unitária é aplicada ao longo de 3 cm no topo da camada granular, deslocando-se gradualmente ao longo dos 100 cm da superfície livre. O comprimento de aplicação da carga é inferior ao comprimento típico de contacto de um rolo compactador, o que permite identificar a posição mais crítica na superfície da camada, que resultou entre 43 e 46 cm da extremidade esquerda do meio, conforme identificado na Figura 4. Nos limites laterais e inferior, os deslocamentos normais foram totalmente restringidos. O modelo é constituído por 1247 elementos finitos híbridos Trefftz, implementados na plataforma FreeHyTE.

O sensor é recuado 3 mm para o interior da cápsula metálica, garantindo proteção e acoplamento adequado com o meio granular (Figura 3). A distribuição de tensões verticais e horizontais é avaliada em pontos chave ao longo da cápsula (A, B e C), correspondentes à base, zona intermédia e extremidade do sensor BE, bem como na sua proximidade (pontos D, E, F e G).

A Figura 5 apresenta as intensidades das tensões verticais nos pontos de A a G, para as duas dimensões das cápsulas. As tensões são normalizadas em relação à carga vertical aplicada, pelo que os seus valores são expressos como uma percentagem da intensidade dessa carga vertical. Esta normalização permite compreender a variação das tensões nos pontos selecionados. Os resultados mostram que a tensão vertical aumenta do interior para o exterior da cápsula. Nos pontos A e B, as tensões são semelhantes em ambas as cápsulas, situando-se entre 0,3% e 0,4% da carga aplicada. No ponto C, porém, a tensão é duas vezes superior na cápsula maior do que na cápsula de menor diâmetro (1,15% vs 0,60%). Isto sugere que a cápsula de 1 1/2” oferece melhor proteção ao sensor BE contra tensões verticais do que a cápsula de 2”. A eficácia da cápsula na proteção do BE é comprovada pela grande diferença entre as tensões no último ponto interno (C) e no primeiro ponto externo (D), onde atinge cerca de 10% da carga aplicada.

2.2 – Análise elastodinâmica

No modelo elastodinâmico, a geometria e as propriedades mecânicas das cápsulas emissora e recetora, bem como dos materiais envolventes, são explicitamente incluídas. Em torno das cápsulas, e em todas as fronteiras exteriores do modelo, são aplicadas condições de fronteira absorventes para eliminar reflexões artificiais de ondas. O material não ligado é modelado como um meio poroso através da aplicação da teoria de Biot. As características do material granulares utilizado dentro da cápsula para garantir a proteção do BE (almofada de areia, solta e sem compactação) e fora da cápsula (camada granular não ligada) são listadas no Quadro 1.

Quadro 1 – Caraterísticas mecânicas dos materiais granulares (teoria de Biot).

Caraterística	Almofada de areia	Camada granular não ligada
Módulo de Young (MPa)	3	50
Coeficiente de Poisson	0,3	0,3
Módulo de Biot (kPa)	2,37	583,81
Densidade da mistura (kg/m³)	1509	2070
Fração volúmica	0,173	0,408
Condutividade hidráulica (m/s)	6,51E-5	7,07E-7

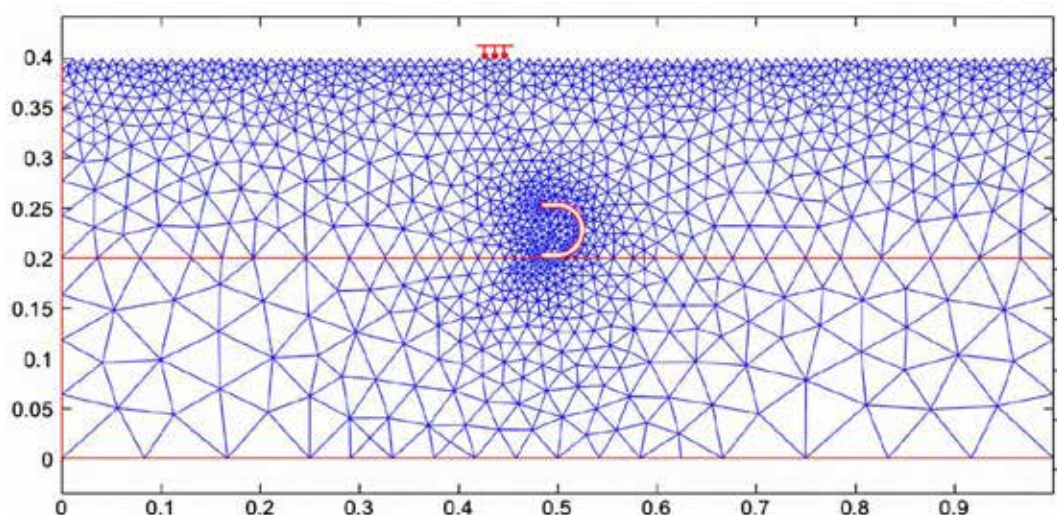


Fig. 4 – Modelo de elementos finitos do ensaio quase-estático (Briceño et al., 2026).

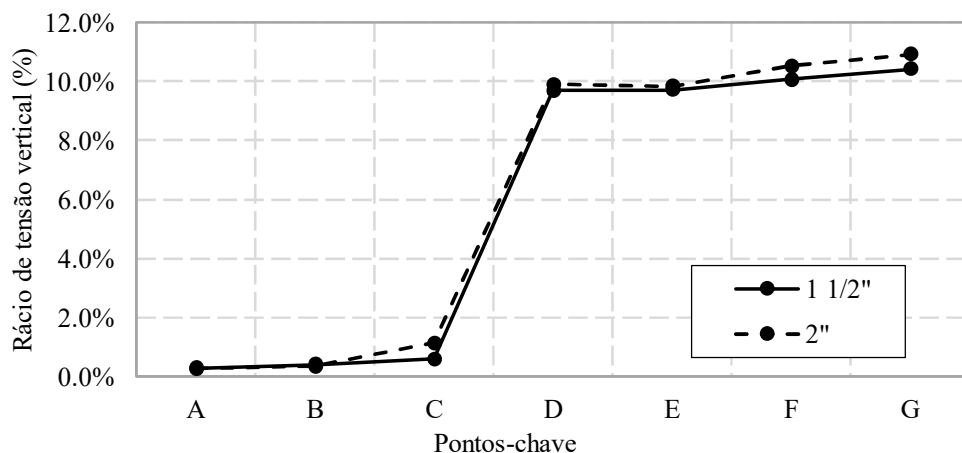


Fig. 5 – Percentagem de pressão vertical nos pontos seleccionados (Briceño et al., 2026).

Foi considerada uma distância de 500 mm entre as extremidades do emissor e do recetor. O modelo, ilustrado na Figura 6 (unidades em metros), é constituído por 3207 elementos finitos híbridos-Trefftz, implementados na mesma plataforma FreeHyTE utilizada no modelo quase-estático. O BE emissor é modelado explicitamente no interior da cápsula direita através da imposição de um deslocamento lateral em forma de um único pulso sinussoidal com frequência de 800 Hz. O BE recetor não é modelado explicitamente de modo a evitar as dificuldades associadas com a modelação fisicamente consistente da interação entre o meio poroso modelado pela teoria de Biot e o material piezoelétrico do BE recetor. Com efeito, a considerável diferença de impedância e características mecânicas dos dois materiais e a não-linearidade das respetivas condições de contacto que é particularmente difícil de quantificar matematicamente (o meio granular não adere à superfície do BE), iriam incutir grandes incertezas nos resultados do modelo sem trazer nenhum benefício considerável, já que o objetivo da modelação é obter o padrão da propagação da onda de corte até à sua chegada à ponta do BE recetor. Assim, o modelo regista a amplitude dos deslocamentos laterais associados à onda de corte ao longo dos 500 mm de propagação, desde o exterior imediato da cápsula emissora (4 cm da ponta do emissor) até à extremidade do recetor (50 cm da ponta do emissor).

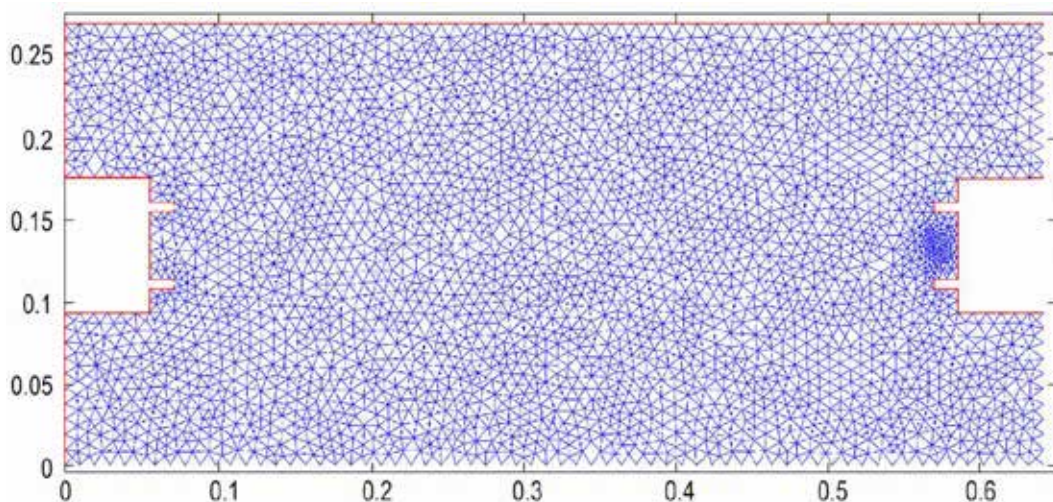


Fig. 6 – Modelo de elementos finitos do ensaio dinâmico (Briceño et al., 2026).

A Figura 7 apresenta o rácio de deslocamento lateral (definido como o rácio entre a amplitude do deslocamento lateral no ponto de medição e a amplitude do deslocamento lateral na extremidade do transmissor) em sete pontos ao longo do comprimento de propagação, para os dois tamanhos de cápsula. O rácio no emissor é, naturalmente, 100% e não é representado para melhorar a legibilidade do gráfico.

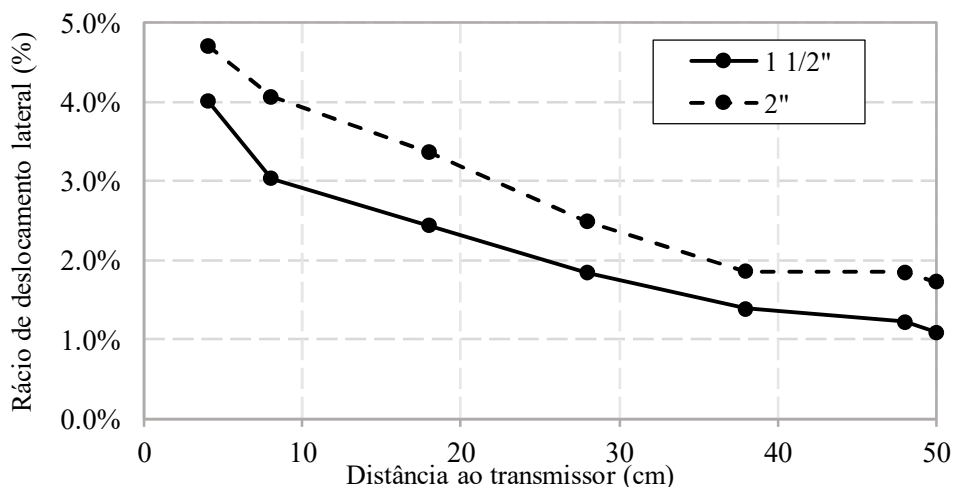


Fig. 7 – Atenuação do sinal ao longo da distância (Briceño et al., 2026).

Para ambas as cápsulas, a análise dinâmica revela que a amplitude da onda de corte diminui drasticamente já na proximidade do emissor. De facto, em ambos os casos, mais de 95% da intensidade do sinal é perdida nos primeiros 5 cm após a extremidade do emissor. Esta perda resulta dos efeitos combinados do amortecimento da onda causado pela presença da cápsula rígida e do material de proteção (areia fina) que preenche a cápsula do emissor. A atenuação é maior na cápsula de 1 1/2", devido às suas paredes mais estreitas, que aumentam o nível de confinamento da onda.

Observa-se uma atenuação moderada durante a propagação da onda de corte ao longo de 50 cm no material granular não ligado. Como esperado, nesta região a atenuação é independente da dimensão da cápsula, situando-se em cerca de 3% da intensidade do sinal em ambos os casos. Consequentemente, o sinal de deslocamento no recetor corresponde apenas a 1,1% do deslocamento inicial para a cápsula de 1 1/2" e 1,7% para a cápsula de 2". Este resultado indica claramente a necessidade de utilizar amplificadores nos BE emissores e recetores.

Do ponto de vista prático, conclui-se que a cápsula de 1 1/2" é mais segura para uso em campo, uma vez que protege significativamente melhor os sensores BE. De facto, a cápsula mais pequena reduz as tensões aplicadas durante a compactação na extremidade do sensor BE para metade, em comparação com a cápsula maior. Em ambas as cápsulas, ocorre uma atenuação muito elevada das ondas na zona próxima do emissor, pelo que é necessária amplificação elétrica do sinal.

No que respeita ao sistema de amplificação necessário para completar a configuração experimental com sensores BE, foram concebidos dois amplificadores eletrónicos personalizados: um amplificador de potência para excitar o BE transmissor com sinais de alta tensão e um amplificador de instrumentação para condicionar o sinal recebido pelo BE recetor. O amplificador de potência baseia-se num amplificador operacional PA96CE, configurado com um ganho de $G=10$ e alimentado por duas fontes simétricas de até ± 80 V. Este fornece um sinal sinusoidal de elevada qualidade ao BE emissor, permitindo uma potência máxima de saída de 80 W.

O amplificador de instrumentação é constituído por dois amplificadores operacionais LF356N em série, alimentados por fontes reguladas galvanicamente isoladas de ± 5 V. O piezoelétrico liga-se diretamente ao terminal positivo do amplificador da primeira etapa, garantindo elevada impedância de entrada e perdas mínimas de sinal. Esta etapa fornece um ganho de $G=100$ e inclui um filtro passa-baixo com frequência de corte de 530 Hz para eliminar o ruído DC. A segunda etapa oferece um ganho selecionável de $G=10$ ou $G=100$ através de um elemento de seleção por ponte e aplica um filtro passa-banda com frequências de corte $f_{\text{low}}=530$ Hz e $f_{\text{high}}=1200$ Hz. No total, o amplificador de instrumentação atinge um ganho global entre $G=1000$ e $G=10000$.

3 – VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL

De acordo com os resultados fornecidos pelos modelos numéricos, os sensores BE foram colocados no interior de tubos em T de aço inoxidável com 1 1/2" de diâmetro, utilizando suportes plásticos impressos em 3D, especialmente concebidos para serem aparafusados às roscas dos tubos. Cada sensor foi colocado no interior do suporte, com a sua extremidade recuada aproximadamente 3 mm em relação ao bordo da cápsula de proteção, deixando cerca de 18 mm do BE livre no interior do suporte, enquanto os ~2 mm restantes protruíam do suporte, em contacto com o material de interface (Figura 8a).

Adicionalmente, para reforçar a proteção do sensor e garantir um acoplamento ótimo entre a extremidade do sensor e o solo, foi proposto um sistema adicional na extremidade do conjunto tubo-suporte-sensor. Este sistema consistiu em duas malhas de nylon e uma camada intermédia de areia normalizada EN 196-1 (CEN, 2016) com dimensões entre 1 e 2 mm. A primeira malha de nylon possui uma abertura que permite que a extremidade do sensor esteja em contacto direto com o material de interface, impedindo, simultaneamente, a entrada de areia no suporte (Figura 8b). A segunda malha foi utilizada para estabilizar o material de interface, consolidando-o como uma unidade (Figura 8c).

Após a preparação do sistema de proteção, ambos os sensores (emissor e recetor) foram colocados no interior de uma caixa metálica de $80 \times 40 \times 30$ cm³, com o centro de cada sensor localizado a 10 cm da base. Os tubos em T contendo os sensores protegidos foram fixados a varões verticais de aço inoxidável, e o material granular não ligado (UGM), recolhido no local onde os sensores serão instalados em campo, foi colocado e compactado em três camadas, resultando numa espessura total de 20 cm. A distribuição granulométrica do UGM é apresentada na Figura 9.

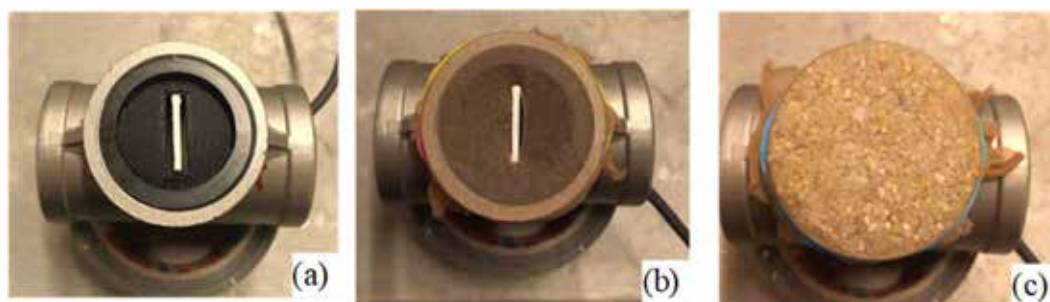


Fig. 8 – Detalhe do sistema de proteção dos sensores BE constituído por (a) sensor no suporte e tubo de aço inoxidável, seguido de (b) primeira malha de nylon, e (c) material de interface e malha exterior de nylon (Briceño et al., 2026).

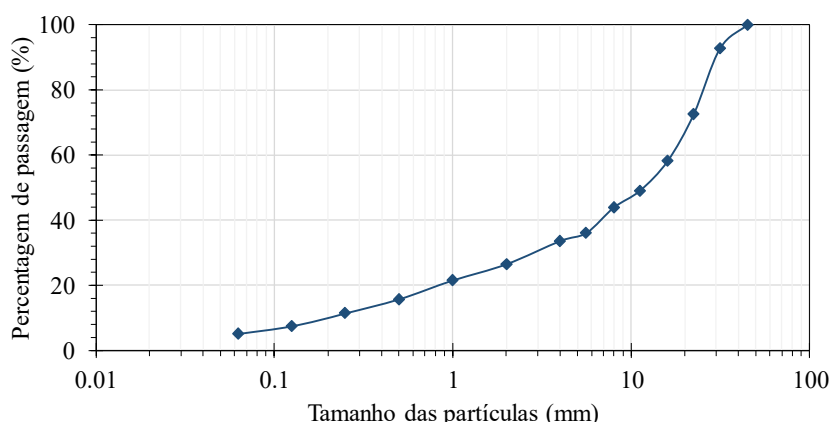


Fig. 9 – Atenuação do sinal ao longo da distância (Briceño et al., 2026).

A Figura 10 apresenta uma visão geral da configuração considerada para a validação experimental. Utilizou-se um gerador de funções de 25 MHz (TG2511 LX1) para gerar o sinal de excitação do sensor emissor. Inicialmente, considerou-se a utilização apenas do amplificador de potência ligado ao sensor emissor. O gerador de funções foi ligado ao amplificador de potência, alimentado por duas fontes de 60 V, com o objetivo de fornecer energia suficiente para gerar uma onda de corte detetável no meio granular. Tendo em conta as características do amplificador, a amplitude do gerador foi definida em 5,4 Vpp, com um intervalo de 50 ms entre as ondas.

Em relação à gama de frequências para este meio, foi avaliada a banda de 500-1000 Hz. Constatou-se que as amplitudes máximas detetadas eram maiores quando se considerava uma frequência de 800 Hz, sendo as amplitudes nesta frequência 116,67 % e 17,87 % superiores às amplitudes quando se consideravam 500 Hz e 1000 Hz, respetivamente. Assim, considerou-se uma frequência de 800 Hz para a onda emitida, mantendo-a constante ao longo do ensaio. No entanto, a interface do sistema de monitorização descrito na Secção 4 permite reajustar remotamente a frequência da onda emitida, pelo que serão realizados testes periódicos de otimização tendo em conta as alterações da rigidez da camada granular provocadas que a campanha experimental pretende monitorizar.

Cada ensaio é realizado com o objetivo de que a onda de corte emitida pelo sensor emissor seja registada com nitidez pelo sensor recetor, considerando uma distância D entre os sensores (Figura 11a). Isto permite estimar o tempo entre o primeiro pico do sinal emitido e o primeiro pico do sinal recebido, geralmente associado ao pico máximo, definido como tempo de chegada (Δt)

(Figura 11b). Apesar de se basear muito na experiência do utilizador na interpretação de sinais, este procedimento é um dos dois recomendados no regulamento americano para testes envolvendo bender elements (ASTM D8295-19; ASTM 2019). A partir deste valor, a velocidade de propagação da onda de corte no geomaterial (V_s) é obtida dividindo a distância percorrida D por Δt . Com a V_s , é possível estimar o módulo de corte máximo, o rigidez (G_{max}) a partir do produto entre a densidade aparente do material e o quadrado dessa velocidade V_s . Assim, o estudo no laboratório procura determinar a distância máxima D à qual a onda de corte pode ser identificada com fiabilidade. Este processo de identificação do sinal recebido foi realizado manualmente, com base no indicado em Byun e Tutumluer (2017), Kang et al. (2021) e Wang et al. (2025).

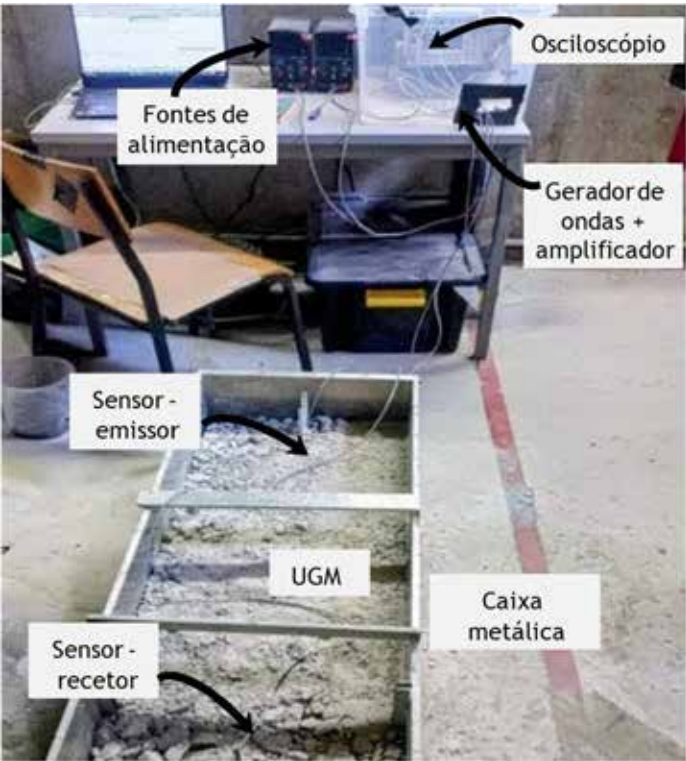


Fig. 10 – Configuração experimental para validação em laboratório (Briceño et al., 2026).

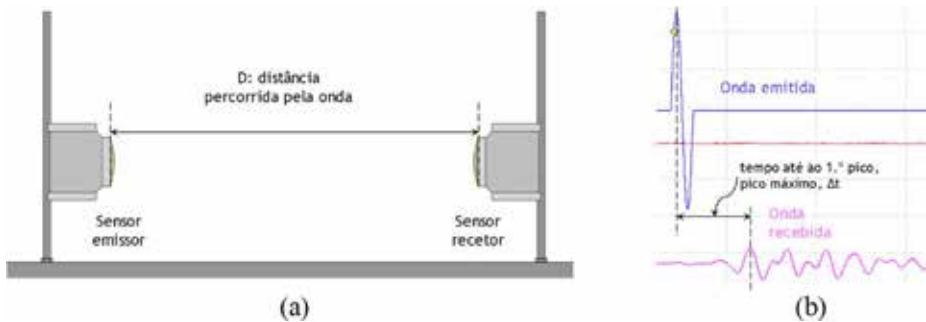


Fig. 11 – Variáveis para a determinação da velocidade da onda de corte (V_s): (a) Distância (D) entre os sensores, percorrida pela onda de corte, e (b) tempo de chegada (Δt).

O teste foi realizado sem aplicar cargas ao meio, utilizando diferentes valores de distância entre sensores para determinar a distância D ideal para as condições de campo. Figura 12 apresenta os resultados em termos de amplitude máxima da primeira onda detetada e distância entre sensores de 20, 51, 65,5, 76 e 97 cm. À medida que a distância aumentava, a amplitude máxima detetada diminuía de forma não linear. Ao comparar os valores obtidos a 20 cm com os obtidos a distâncias maiores, observaram-se diminuições de 80,67% (51 cm), 83,31% (65,5 cm) e 92,24% (76 cm). Verificou-se que não foi possível detetar ondas a uma distância de 97 cm, tornando 76 cm a última distância entre sensores viável.

Além disso, avaliou-se o impacto da utilização de uma tensão mais elevada (80 V) para alimentar o amplificador de potência, o que implicou um aumento da amplitude da onda para 7,4 Vpp no gerador de ondas, mantendo a frequência e o intervalo entre as ondas. Foi detetada uma amplitude máxima de 28,82 microvolts, indicando um aumento de 35,37% em comparação com o valor obtido anteriormente com uma potência de 60 V. Cabe mencionar que, para esta distância de 76 cm entre os sensores, o tempo de chegada (Δt) foi de 8,44 ms, medido com um osciloscópio digital PicoScope 4424.

Posteriormente, para melhorar a receção do sinal, incorporou-se o amplificador de instrumentação, aumentando significativamente o sinal e atingindo uma amplitude associada ao primeiro pico de 134,33 mV para 76 cm de distância entre sensores, com um Δt de 8,40 ms (ver Figura 13). Se bem que, geralmente, o pico máximo esteja associado ao primeiro pico, neste caso ocorreu o segundo pico, correspondendo a uma amplitude de 151,70 mV.

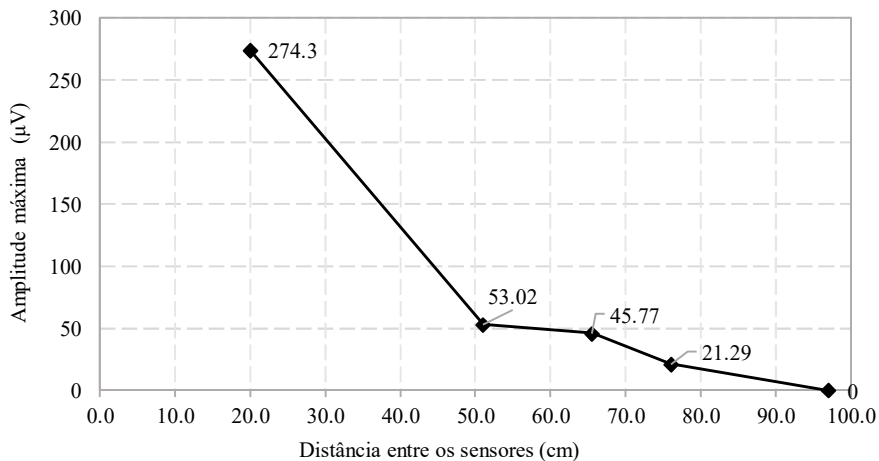


Fig. 12 – Distância D em relação à amplitude máxima (associado ao pico máximo), considerando apenas a amplificação no sensor emissor.

4 – SISTEMA DE MONITORIZAÇÃO

O sistema de monitorização para a instalação em campo foi concebido para realizar a aquisição autónoma e contínua de dados multisensoriais, destinados à avaliação do comportamento mecânico e do estado estrutural das camadas granulares não ligadas dos pavimentos. Integra uma aplicação central com um conjunto de componentes físicos responsáveis pela geração de sinal, aquisição e monitorização ambiental, otimizados para operação em campo. O sistema suporta modos de aquisição imediata e agendada, incluindo filtragem de sinal, orquestração de dispositivos e mecanismos redundantes de armazenamento de dados. Um diagrama esquemático do sistema de monitorização é apresentado na Figura 14.

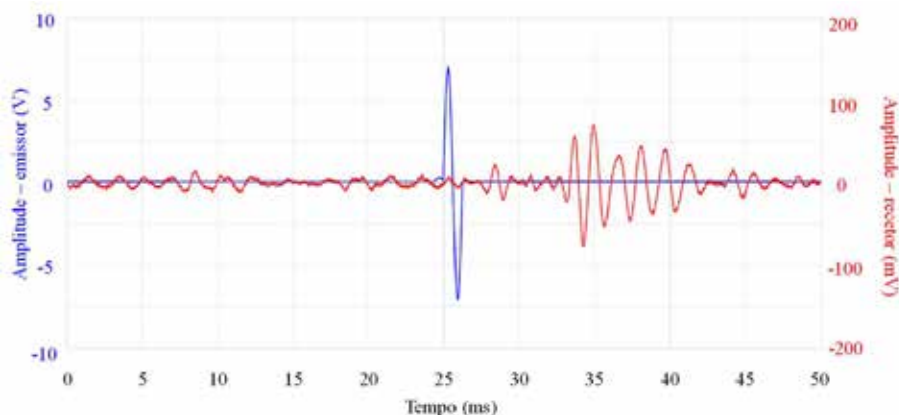


Fig. 13 – Resultados experimentais com 76 cm entre sensores BE, com ambos os amplificadores: ondas emitida (azul) e recebida (vermelho) (Briceño et al., 2026)



Fig. 14 – Visão geral do sistema de monitorização adaptada (Briceño et al.2026).

A arquitetura central de hardware inclui um computador portátil (orquestrador) que executa o software de aquisição, um gerador de sinais Tektronix AFG1022 para gerar os sinais de excitação e um osciloscópio digital PicoScope 4424A para captar as formas de onda correspondentes. Um microcontrolador Arduino Nano ESP32 controla uma placa de relés de 16 canais, responsável pela comutação entre os sensores BE. A sonda SoilVue10 é utilizada para medições de humidade e temperatura do solo a várias profundidades, comunicando-se através de um datalogger CR350. Além disso, o sistema integra tomadas inteligentes Tapo P100 para controlo remoto do amplificador. Todos os instrumentos se ligam ao computador principal via USB, por meio de um hub alimentado, exceto a tomada inteligente, com a qual se comunica via Wi-Fi.

O componente de software, desenvolvido em Python, inclui uma interface gráfica modular (Tkinter), controladores de dispositivos (para gerador, osciloscópio, Arduino, datalogger e tomada inteligente), um sistema de configuração baseado em JSON e um agendador robusto (APScheduler). Uma interface gráfica permite o controlo em tempo real e a monitorização dos parâmetros de aquisição e do estado dos dispositivos. A aquisição de sinal é estruturada em ciclos e armazenada numa base de dados PostgreSQL (local e remotamente), incluindo metadados como carimbos temporais, condições ambientais e estado da filtragem. A filtragem é implementada com filtros Butterworth de quarta ordem e fase zero, com frequências de corte passa-baixo e passa-alto

configuráveis, aplicados ao sinal médio do recetor. O armazenamento dos dados adquiridos segue uma estratégia de redundância em três níveis independentes, concebida para garantir a integridade da informação em condições de operação em campo com conectividade intermitente. Cada aquisição é gravada localmente em ficheiro, sob a forma de um CSV contendo as amostras do sinal médio e os respetivos metadados, acompanhado de uma representação gráfica da forma de onda que permite a inspeção visual imediata sem necessidade de acesso à base de dados. Em paralelo, os mesmos dados são persistidos nas duas instâncias PostgreSQL referidas — local e remota, esta última acessível via VPN —, com escrita síncrona na instância local e replicação assíncrona para a instância remota através de um mecanismo baseado em filas. Quando a ligação VPN se encontra indisponível, as operações pendentes são preservadas em ficheiro de recuperação e processadas automaticamente após o restabelecimento da ligação, assegurando que nenhum dado é perdido durante períodos de operação não assistida.

A arquitetura do sistema enfatiza a tolerância a falhas e a automação, deteta e reconecta dispositivos desligados, verifica a integridade dos dados e regista todas as operações para rastreabilidade. A alimentação do amplificador é gerida automaticamente através da tomada inteligente, garantindo ativação apenas durante os ciclos de aquisição, com timeouts de segurança incorporados. Os dados do SoilVue10 são recolhidos de hora a hora através de automação da interface do software PC400 e armazenados numa base de dados dedicada.

Assim, o sistema foi concebido para um funcionamento prolongado em campo, combinando flexibilidade, modularidade e escalabilidade. Permite a aquisição fiável de dados de propagação de ondas, condições do solo e movimento inercial, apoiando a avaliação contínua da integridade estrutural das infraestruturas rodoviárias com sensores BE embebidos.

5 – DETALHES DA INSTALAÇÃO DE CAMPO

Após a validação do desenho do sistema com sensores Bender Element e o desenvolvimento do sistema de monitorização, procedeu-se à sua implementação no terreno, na pedreira da Mota-Engil em Penafiel, Portugal. O plano de instalação da instrumentação decorreu ao longo de quatro dias numa secção em serviço, conforme ilustrado na Figura 15. A localização dos pares de sensores foi definida de forma que um deles funcionasse como par de controlo, instalado na zona entre os rastros dos pneus, enquanto os outros dois pares (posição vertical e horizontal) foram colocados diretamente na zona afetada pelo tráfego, com o objetivo de verificar a consistência entre as medições.

No primeiro dia, procedeu-se à preparação da fundação. O material existente foi escarificado, fragmentando e soltando a camada superficial do solo natural, com o objetivo de eliminar heterogeneidades e facilitar uma compactação eficaz. Posteriormente, o solo foi recomposto numa camada de 30 cm, alcançando a densidade necessária para servir de base estável para a instrumentação, sobre a qual seria construída a sub-base. Além disso, a inclinação da superfície foi ajustada para promover a drenagem, e um geotêxtil foi colocado entre a fundação recomposta e a futura sub-base para separar os materiais e impedir a migração de finos.

No segundo dia, procedeu-se à instalação dos dispositivos de medição e à construção das camadas estruturais. A partir do nível superior do terreno, foram instalados tubos e extensões de cabos, que serão posteriormente ligados aos sensores BE. Foram também instalados extensómetros, células de pressão e placas de radar de penetração no solo, ampliando a capacidade de monitorização da secção. Simultaneamente, foram realizados ensaios de compactação utilizando equipamento Troxler para verificar a densidade e o teor de humidade e confirmar que a fundação cumpria as especificações. Em seguida, foram preenchidos 20 cm de sub-base, na qual foram colocados discos metálicos como suportes para as cápsulas com sensores BE, cujas localizações são mostradas na Figura 15. Foram também realizados levantamentos topográficos e ensaios de carga para medir elevações e inclinações, registar as localizações dos discos metálicos e avaliar a rigidez da superfície, respetivamente. Além disso, foram instalados sensores de temperatura e humidade para correlacionar o comportamento do pavimento com as condições ambientais.

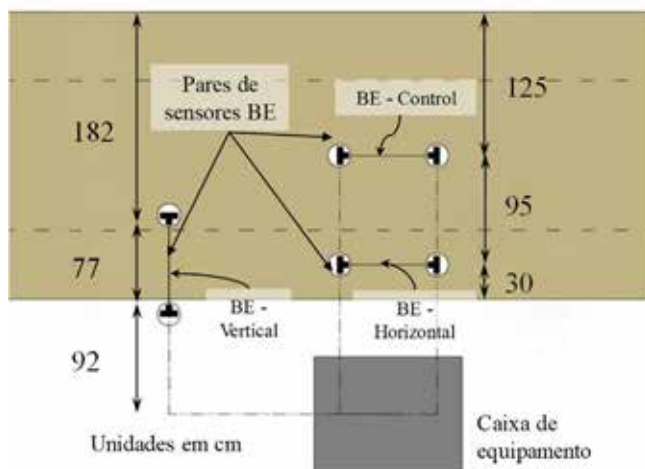


Fig. 15 – Localização e instalação dos sensores no terreno.

Posteriormente, os 20 cm seguintes, correspondentes à base, foram preenchidos e compactados com maquinaria. Foram repetidos os controlos de qualidade nesta camada, incluindo ensaios de compactação e de carga, bem como levantamentos topográficos. Procederam-se à instalação de extensómetros e de placas de radar de penetração no solo nas novas camadas, bem como à realização de ensaios de Proctor modificado para determinar o teor de humidade ótimo e a densidade máxima do material. Posteriormente, foi realizada uma escavação cuidadosa nos locais dos discos, situados na sub-base, a fim de soldar as cápsulas (com os sensores BE) às placas metálicas e ligá-las às extensões dos cabos. Após verificar a sua fixação, os sensores foram totalmente cobertos e foi realizada uma compactação controlada.

No terceiro dia, foi instalada a caixa de equipamento, que concentrou as ligações e protegeu o sistema de aquisição de dados de eventos como chuva e ondas de calor. Assim, os sensores foram ligados às caixas de controlo no interior da caixa e as ligações secundárias foram concluídas, garantindo a transmissão de dados. Foram realizados testes adicionais com radar de penetração no solo para avaliar a homogeneidade da secção.

Por fim, o quarto dia centrou-se na verificação final e no encerramento do sistema, tendo sido fechadas as ligações e as caixas secundárias, consolidando assim a rede de instrumentação. Além disso, foram realizados testes finais ao equipamento e aos sensores, confirmando que tudo estava operacional e pronto para registar o comportamento do pavimento em condições reais de tráfego.

Os resultados preliminares, conforme ilustrado em Figura 16, comprova o seu bom desempenho em aplicações práticas no controlo e monitorização do estado estrutural de camadas granulares não ligadas. Para a interpretação dos sinais obtidos no campo, é utilizada a mesma técnica de interpretação recomendada pelo regulamento ASTM D8295-19 (ASTM, 2019) e descrita na Figura 11b.

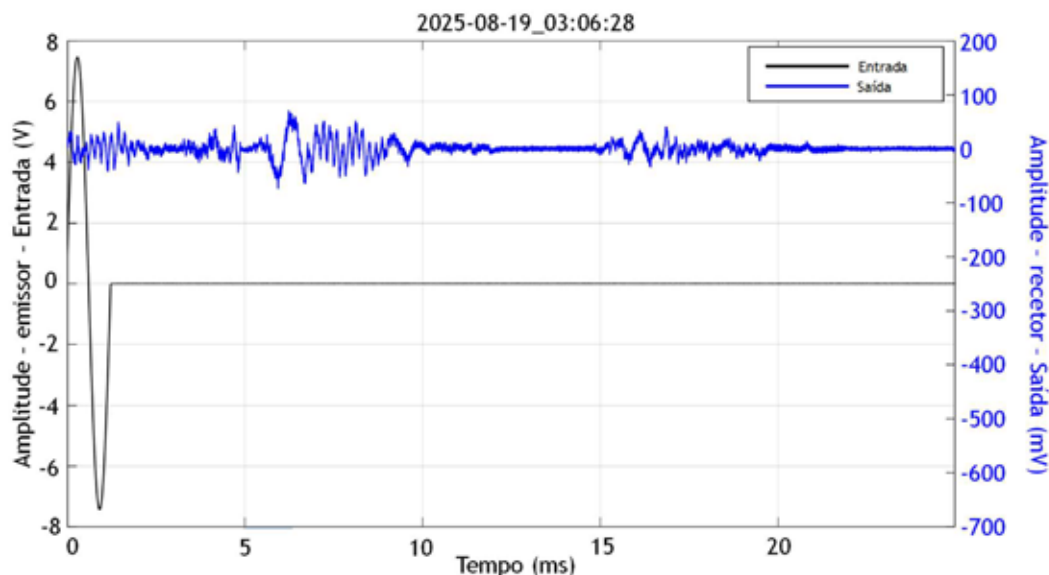


Fig. 16 – Exemplo de resultados de terreno: ondas emitidas (preto) e ondas recebidas (azul).

Nesta mesma secção experimental, foram também instalados sensores convencionais e realizados ensaios complementares de controlo da qualidade dos materiais, com o objetivo de validar os resultados medidos pelos BE. Foram instalados extensómetros de resistência elétrica e células de tensão total para análise dos estados de tensão e deformação instalados na estrutura do pavimento em condições controladas de carregamento (passagem quase estática de camiões com carga conhecida nos eixos). Em simultâneo, foi instalado um sensor para medição da humidade e temperatura a vários níveis de profundidade, baseada na tecnologia TDR (Refletometria no Domínio do Tempo). De forma complementar, nas camadas granulares do pavimento e no solo da fundação foram realizados ensaios de controlo da baridade e do teor em água (metodologia nuclear), ensaios de carga com defletómetro de impacto ligeiro, para conhecimento do módulo de deformabilidade, e ensaios de radar de prospeção com o objetivo de avaliação das deformações permanentes ao longo do tempo (Neves et al., 2026).

6 – CONCLUSÕES

Este artigo apresenta a conceção, a calibração e a validação experimental de um sistema de medição e monitorização para a avaliação dinâmica de camadas granulares não ligadas, utilizando sensores BE. O desenvolvimento do sistema incluiu a construção dos sensores BE, sistemas de proteção mecânica escolhidos através de simulação numérica, sistemas de amplificação de sinal e um sistema de monitorização. Assim, foi proposto um sistema de proteção que garante a integridade do sensor (embora reduza a amplitude do sinal de saída); foi garantido um acoplamento eficiente entre a extremidade do sensor e o meio granular através da utilização de um material de interface; e foram construídos amplificadores de potência e de instrumentação que permitem ao sensor BE induzir energia suficiente no geomaterial para detetar a onda propagada.

No final da validação experimental, observou-se que, para a configuração proposta, considerando uma distância de 76 cm entre sensores, uma frequência de excitação de 800 Hz e a utilização de um amplificador para o sensor emissor alimentado por uma fonte de 80 V, foi possível detetar claramente a onda de corte. Além disso, a implementação do amplificador de instrumentação melhorou significativamente a capacidade de receção, obtendo-se uma amplitude de sinal até 5000 vezes superior à obtida com apenas um amplificador.

Com base nestes resultados, o sistema demonstrou a robustez necessária para ser transferido para o campo. Assim, três pares de sensores BE protegidos e um sistema de monitorização contínua foram instalados em pontos seleccionados de um trecho experimental, estando a monitorização em curso e os resultados a ser armazenados para análise posterior. Além disso, foram também instalados sensores convencionais e realizados ensaios complementares de controlo da qualidade dos materiais, com o objetivo de validar os resultados medidos pelos BE. A instalação em condições reais permitiu avaliar o desempenho do sistema face a cargas externas e condições ambientais.

Esta fase final valida o seu desempenho como ferramenta de monitorização contínua da rigidez dinâmica, verificando se cumpre adequadamente as exigências práticas de controlo e monitorização da condição estrutural de camadas de UGM. Em relação à sua aplicabilidade na engenharia, a identificação do intervalo de tempo entre o sinal emitido e o recebido permite determinar a rigidez da camada e caracterizar a sua evolução, proporcionando informações úteis para antecipar processos de deterioração e planear intervenções de manutenção de forma mais eficiente.

7 – AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado pela FCT/MCTES no âmbito do projeto “INTENT” com a referência 2022.06879.PTDC, através de fundos nacionais (PIDDAC), no âmbito da Unidade de I&D Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering (ISISE), referência UIDB/04029/2025, do Laboratório Associado Produção Avançada e Sistemas Inteligentes ARISE, referência LA/P/0112/2020, e da Unidade de I&D Civil Engineering Research and Innovation for Sustainability (CERIS), referência UIDB/04625/2025. O financiamento foi igualmente assegurado pela FCT a través da bolsa de doutoramento 2023.03777.BD atribuída ao terceiro autor.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO T307-99 (2012). Standard Method of Test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials – SHRP Protocol P46. Washington DC.
- ASTM D8295-19 (2019). Standard Test Method for Determination of Shear Wave Velocity and Initial Shear Modulus in Soil Specimens using Bender Elements. <https://doi.org/10.1520/D8295-19>
- Briceño, C.; Parente, M.; Roshan, M.; Azenha, M.; Correia, A. G.; Rocha, J.; Martins, M.; Chidassuca, J.; Moldovan, I.; Silva, H.; Tutumluer, E. (2026). Continuous stiffness monitoring of granular layers of pavements by bender elements. Proceedings of 21st International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vienna, Austria (Unpublished conference paper).
- Byun, Y.-H.; Tutumluer, E. (2017). Bender elements successfully quantified stiffness enhancement provided by geogrid–aggregate interlock. Transportation Research Record, 2656 (1), pp. 31-39. <https://doi.org/10.3141/2656-04>
- Bzówka, J.; Grygierek, M.; Rokitoski, P. (2021). Experimental investigation using distributed optical fiber sensor measurements in unbound granular layers. Engineering Structures, 231, 111767 p. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111767>

- Climint, N.; Moldovan, I.; Correia, A. G. (2022). FreeHyTE: A Hybrid-Trefftz Finite Element Platform for Poroelastodynamic Problems. In *Advances in Transportation Geotechnics IV*. Lecture Notes in Civil Engineering, 164 p. https://doi.org/10.1007/978-3-030-77230-7_7
- Correia, A. G. (1999). Unbound Granular Materials: laboratory testing, in-situ testing and modelling. In *Proceedings of an International Workshop on Modelling and Advanced Testing for unbound granular materials*, Lisbon, pp. 3-15.
- Dushmantha, A.; Jayakody, S.; Gui, Y.; Gallage, C. (2025). A comprehensive review of the resilient behaviour of unbound granular pavement materials. *Journal of Traffic and Transportation Engineering*, 12 (3), pp. 522–550. <https://doi.org/10.1016/j.jtte.2024.06.004>
- Erlingsson, S.; Rahman, S.; Salour, F. (2017). Characteristic of unbound granular materials and subgrades based on multi stage RLT testing. *Transportation Geotechnics*, 13, pp. 28–42. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2017.08.009>
- CEN (2016). EN 196-1: 2016- Methods of Testing Cement. Determination of Strength. European Committee for Standardization, Brussels.
- Gkyrtis, K. (2023). Pavement Analysis with the Consideration of Unbound Granular Material Nonlinearity. *Designs*, 7 (6), pp. 142. <https://doi.org/10.3390/designs7060142>
- INTENT (2026). Intelligent health monitoring of road pavements. [online] Available at: <https://intent.ulusofona.pt/> [Accessed 22 January 2026]
- Kang, M.; Qamhia, I. I. A.; Tutumluer, E.; Hong, W-T.; Tingle J.S. (2021). Bender element field sensor for the measurement of pavement base and subbase stiffness characteristics. *Transportation research record*, 2675 (8) pp. 394–407. <https://doi.org/10.1177/036119812199835>
- Kang, M.; Qamhia, I. I.; Tutumluer, E.; Garg, N.; Villafane, W. (2022). Airport pavement stiffness monitoring and assessment of mechanical stabilization using bender element field sensor. *Transportation research record*. 2676 (8), pp. 542-553. <https://doi.org/10.1177/03611981221084685>
- Kang, M. (2023). Development and Application of Bender Element Field Sensor for Pavement Base/Subbase Modulus Characterization and Geogrid Effectiveness Evaluation. Doctoral Dissertation. University of Illinois Urbana-Champaign
- Lekarp, F.; Isacsson, U.; Dawson, A. (2000). State of the art. I: Resilient response of unbound aggregates. *Journal of transportation engineering*, 126 (1), pp. 66–75. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-947X\(2000\)126:1\(66\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-947X(2000)126:1(66))
- Masad, S. A.; Little, D. N. (2004). Sensitivity analysis of flexible pavement response and AASHTO 2002 design guide to properties of unbound layers. Research report ICAR 504-1. Austin, TX: International Center for Aggregates Research. <http://hdl.handle.net/2152/35370>
- Moldovan, I. D.; Climent, N.; Bendea, E. D.; Cismasiu, I.; Gomes Correia, A. (2021). A hybrid-Trefftz finite element platform for solid and porous elastodynamics. *Engineering Analysis with Boundary Elements*, 124: pp. 155-173. <https://doi.org/10.1016/j.enganabound.2020.12.014>
- Neves, J.; Moldovan, I.; Silva, H.; Pinto, S.; Briceño, C.; Moutinho, J.; Parente, M.; Afonso, J.; Almeida, M.; Azenha, M.; Gomes Correia, A. (2026). Sistema Integrado de Monitorização Contínua de Materiais Granulares Não Ligados em Pavimentos Rodoviários: Aplicação em Trecho Experimental. *Atas do 19º Congresso Nacional de Geotecnia*, Vila Real, ISB 978-989-35507-4-8, pp. 969-980.

- Robinson, W. J.; Tingle, J. S.; Tutumluer, E.; Kang, M.; Wayne, M. H.; Tamrakar, P. (2023). Using bender elements to investigate the effect of a multi-axial geogrid on aggregate layer stiffness. *Transportation research record*, 2679 (1) pp. 297–306. <https://doi.org/10.1177/03611981231152465>
- Sangsefidi, E.; Larkin, T. J.; Wilson, D. J. (2021). The effect of weathering on the engineering properties of laboratory compacted unbound granular materials (UGMs). *Construction and Building Materials*, 276, 122242. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.122242>
- Wang, H.; Kim, Y.; Kang, M.; Tutumluer, E.; Shoup, H. (2025). Geogrid stabilization effectiveness—Comprehensive assessment through multiscale experiments with bender element sensor technology. *Geotextiles and geomembranes*, 53 (6), pp. 1200-1214. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2025.05.006>
- Yoon, H-K.; Lee, J-S.; Kim, Y-U.; Yoon, S. (2008). Fork blade-type field velocity probe for measuring shear waves. *Modern Physics Letters B*, 22 (11), pp. 965–969. <https://doi.org/10.1142/S0217984908015681>
- Zeng, X. (2006). Applications of piezoelectric sensors in geotechnical engineering. *Smart structures and systems*, 2 (3), pp. 237–251. <https://doi.org/10.12989/sss.2006.2.3.237>

MISTURAS DE ESCÓRIAS DE ACIARIA COM BORRACHA PARA A CAMADA DE SUB-BALASTRO FERROVIÁRIO

Steel slag-rubber mixtures for railway track sub-ballast layer

Sara Rios^a, Rubens Alves^{a,b}, António Viana da Fonseca^a, André Paixão^c, Eduardo Fortunato^c, José Nuno Varandas^d

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

^b Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Estado do Rio Grande do Norte, Natal, Brasil

^c Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, Portugal

^d CERIS, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade NOVA de Lisboa, Caparica, Portugal

RESUMO – A construção de infraestruturas de transporte mais sustentáveis requer a utilização de materiais que combinem eficiência técnica e viabilidade económica e ambiental. Este estudo, desenvolvido no âmbito do projeto de investigação ECO_RORAIL, avalia misturas de escória de aciaria com borracha triturada de pneus em fim de vida para camadas não ligadas de apoio de infraestruturas de transporte. O programa experimental compreende ensaios triaxiais monotónicos e cíclicos para avaliar resistência ao corte e módulo resiliente. Em paralelo, recorre-se à modelação numérica 3D pelo método dos elementos finitos para avaliar a resposta estrutural da ferrovia com camada de sub-balastro constituída por estas misturas, variando o teor de borracha. Os resultados laboratoriais indicam comportamento adequado quando o teor de borracha é inferior a 5% em massa e a escória cumpre a granulometria especificada. A análise numérica sugere uma redução das tensões deviatóricas, melhoria da dispersão das cargas em profundidade, contribuindo para mitigar a degradação do balastro e a concentração de tensões no solo de fundação, aumentando a resiliência estrutural.

ABSTRACT – The construction of more sustainable transport infrastructures requires the use of materials that combine technical efficiency with economic and environmental viability. This study, carried out as part of the ECO_RORAIL research project, evaluates mixtures of steel slag with shredded end-of-life tyres for use in unbound layers supporting transport infrastructures. The experimental programme comprises monotonic and cyclic triaxial tests to assess shear strength, resilient modulus, and permanent deformation. In parallel, 3D FEM numerical modelling is employed to evaluate the structural response of railway systems with a sub-ballast layer composed of these mixtures, varying the rubber content. The laboratory results indicate suitable behaviour when the rubber content is below 5% by mass, and the slag meets the specified granulometry. Numerical analysis suggests a reduction in deviatoric stresses, improved load dispersion at depth, helping to mitigate ballast degradation and stresses concentration in the foundation soil, thus enhancing structural resilience.

Palavras Chave – sub-produtos industriais, ensaios triaxiais cíclicos, modelação numérica.

Keywords – industrial by-products, cyclic triaxial tests, numerical modelling.

E-mails: sara.rios@fe.up.pt (S. Rios), rubens.alves@ifrn.edu.br (R. Alves), viana@fe.up.pt (A. Viana da Fonseca), apaixao@lnec.pt (A. Paixão), efortunato@lnec.pt (E. Fortunato), jnsf@fct.unl.pt (J.N. Varandas)

ORCID: orcid.org/0000-0002-2625-1452 (S. Rios), orcid.org/0000-0002-6249-1787 (R. Alves), orcid.org/0000-0002-9896-1410 (A. Viana da Fonseca), orcid.org/0000-0002-1665-7037 (A. Paixão), orcid.org/0000-0002-9968-0821 (E. Fortunato), orcid.org/0000-0002-7083-1278 (J.N. Varandas)

1 – INTRODUÇÃO

A indústria siderúrgica gera grandes quantidades de escória, descartadas durante o processo de produção do aço. Nos fornos elétricos a arco (Electric Arc Furnaces - EAF), são produzidos aproximadamente 200 kg de escória de aço por tonelada de aço (WSA, 2025). Com uma produção mundial de aço de $1,88 \times 10^9$ toneladas em 2022, isso corresponde a cerca de 376 milhões de toneladas de escória de EAF geradas (WSA, 2025). A deposição de escórias de aço constitui, assim, uma preocupação crescente em muitas regiões, particularmente devido a um aumento de 50% da produção de aço ao longo da última década. Por exemplo, a Europa produziu 16,8 milhões de toneladas de escórias de aço em 2021 (www.euroslag.com). A escória de EAF tem sido aplicada em diversas áreas da engenharia civil, incluindo a produção de betão convencional (Arribas et al., 2015), betão betuminoso (Shi, 2004), camadas de base e sub-base rodoviárias (Liu et al., 2022), balastro ferroviário (Hussain e Hussaini, 2022) e sub-balastro. Adicionalmente, pode ser utilizada na produção de cimento, entre outras aplicações (EuroSlag, 2018). De forma semelhante, a borracha proveniente de pneus em fim de vida útil pode ser reutilizada sob diferentes formas, inteiros ou triturados, em diversas aplicações, conforme especificado na ASTM D6270 (ASTM, 2020), beneficiando das suas propriedades resilientes. No entanto, cerca de 8% destes pneus continuam a ser depositados em aterros ou armazenados em pilhas (www.etrma.org), exercendo impactos ambientais consideráveis.

Em simultâneo, os gestores de infraestruturas de transporte demonstram preocupação com a eficiência e a sustentabilidade das operações de construção, exploração e manutenção de estradas e ferrovias. Por um lado, torna-se cada vez mais difícil encontrar agregados naturais adequados que satisfaçam as especificações técnicas exigidas para infraestruturas de transporte. Por outro lado, as preocupações associadas à sustentabilidade impulsionam a reutilização e a reciclagem de subprodutos industriais, como demonstram os objetivos de desenvolvimento sustentável das Nações Unidas.

As diferentes aplicações das escórias e da borracha contribuem para a redução das quantidades depositadas em aterro ou armazenadas, mitigando, assim, os custos económicos e ambientais associados. Além disso, a incorporação destes subprodutos industriais em infraestruturas de transporte evita a extração de matérias-primas naturais, alinhando-se plenamente com os princípios da economia circular (Hidalgo Signes et al., 2016; Gökalp et al., 2018). Nas infraestruturas de transporte, as camadas granulares não ligadas reduzem e transmitem as tensões para as camadas subjacentes, limitando simultaneamente a migração ascendente de partículas finas provenientes do subleito. Contudo, a aplicação repetida de cargas ao longo do tempo pode conduzir a danos (nomeadamente sob a forma de deformações permanentes excessivas e formação de rodeiras por fadiga), evidenciando a necessidade de avaliar o desempenho a longo prazo da subestrutura (Ramos et al., 2020). Com efeito, a compreensão dos mecanismos de deformação e de rotura dos geomateriais sob carregamento cíclico é de extrema importância, uma vez que a deformação permanente pode comprometer tanto a integridade estrutural como o conforto dos passageiros (Puppala et al., 2009). Assim, a compreensão aprofundada destes aspetos assume elevado valor no planeamento da manutenção das estruturas ferroviárias, com o objetivo de minimizar os custos de manutenção.

As escórias de aço caracterizam-se, tipicamente, por agregados resistentes, densos e de forma aproximadamente cúbica, com boa resistência ao polimento (Paixão e Fortunato, 2021). Como consequência, estes materiais apresentam elevados ângulos de atrito, elevado módulo de rigidez, baixos valores de abrasão nos ensaios de Los Angeles e micro-Deval, e elevado peso específico (Gomes Correia et al., 2012). Estas propriedades tornam-nos substitutos promissores dos materiais naturais nas camadas de suporte de infraestruturas de transporte, nomeadamente em estradas e ferrovias.

A incorporação de quantidades limitadas de borracha em camadas de sub-balastro e balastro constituídas por agregados naturais foi avaliada por Hidalgo Signes et al. (2015), através de ensaios

CBR, ensaios de abrasão e ensaios triaxiais cíclicos (Farooq e Nimbalkar, 2023), e por Guo et al. (2019), através de análises de imagem 3D, tendo sido reportada uma redução da fragmentação das partículas sem comprometer a capacidade de suporte exigida. Qi et al. (2024) apresentam várias soluções para incorporação de borracha na via-férrea. Indraratna et al. (2018) estudaram uma mistura de resíduos de lavagem de carvão, escória de forno siderúrgico e granulado de borracha como material de sub-balastro, com o objetivo de ultrapassar problemas de expansão e fragmentação das partículas de escória e do resíduo de carvão. A mistura global apresentou um comportamento favorável em termos de permeabilidade, comportamento tensão-deformação monotónico, fragmentação das partículas e pressão de expansão. Hidalgo Signes et al. (2017) e Martínez Fernández et al. (2018) realizaram ensaios laboratoriais e medições em campo, demonstrando uma redução muito significativa (até 50%) do valor médio do pico de aceleração com a incorporação de borracha. Este resultado está de acordo com o aumento da capacidade de absorção de energia das misturas solo-borracha, conforme reportado por Rios et al. (2021).

Neste trabalho pretende-se utilizar a ampla caracterização experimental das misturas de escória de aciaria e borracha para obter os parâmetros de calibração de um modelo numérico 3D da via-férrea, de forma a avaliar o impacto destas misturas no comportamento da via.

2 – MATERIAIS E PROCEDIMENTOS

2.1 – Escórias de aciaria – Agregado siderúrgico inerte para construção (ASIC)

A escória de aço utilizada neste estudo foi proveniente da Siderurgia Nacional da Maia (Portugal). A análise por fluorescência de raios X revelou que os óxidos de ferro, cálcio e sílica representam cerca de 70% da sua composição (Alves et al., 2023). Embora os óxidos de cálcio e de magnésio possam provocar fenómenos de expansão devido à hidratação, a escória é submetida a um tratamento industrial que permite a sua certificação ao abrigo da marcação CE europeia como “Agregado Siderúrgico Inerte para Construção - ASIC”, adequado para aplicações em engenharia civil e rodoviária. Em resultado do processamento industrial prévio, o material apresenta propriedades estáveis, sendo denso, rígido, limpo e resistente à abrasão (Gomes Correia et al., 2012). Os principais parâmetros físicos encontram-se resumidos no Quadro 1.

Quadro 1 – Propriedades geotécnicas da escória.

Parâmetros	Valores
D ₅₀	5 mm
Teor de finos (< 0,074 mm)	8%
Massa volúmico real dos grãos	3,53 Mg/m ³
Massa volúmica seca	2,85 Mg/m ³
Teor em água ótimo	4%
CBR	213%

Tal como ilustrado na curva granulométrica (Figura 1), o material é classificado como um pedregulho bem graduado com silte, de acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos, e enquadra-se nas especificações portuguesas para sub-balastro, semelhantes às especificações aplicáveis às sub-bases granulares não ligadas para estradas. Esta conformidade assegura a sua eficácia como camada separadora e filtrante, permitindo a drenagem, o controlo da pressão

intersticial sob carregamento cíclico e a prevenção da migração de partículas entre o subleito e o balastro (Alves et al., 2024).

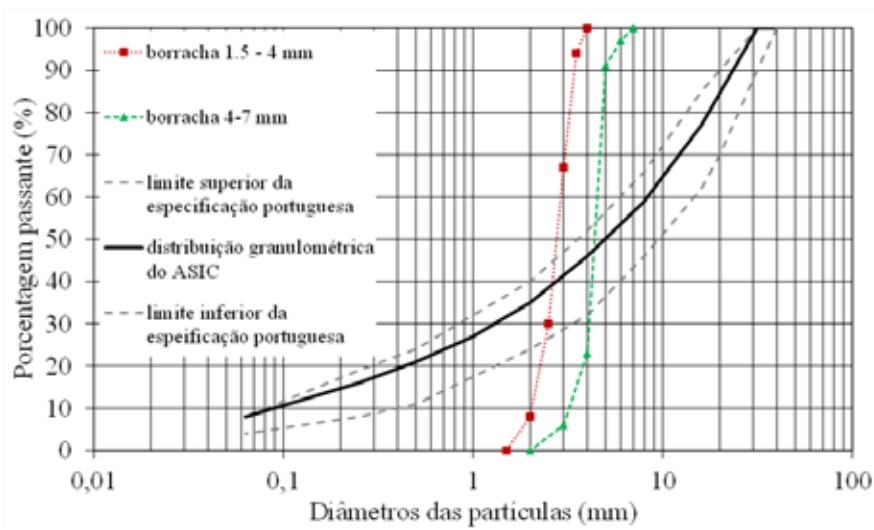


Fig. 1 – Distribuições granulométricas do ASIC e da borracha, enquadradas nos limites da especificação portuguesa (IP, 2023).

2.2 – Borracha triturada de pneus em fim de vida

A borracha utilizada neste estudo foi obtida por trituração mecânica de pneus em fim de vida útil fornecidos pela GENAN®, resultando da combinação de duas diferentes classes granulométricas. Isento de fios metálicos, o material é constituído por partículas com dimensões compreendidas entre 1,5 e 7 mm (Figura 1) e é classificado como borracha granulada de acordo com a norma ASTM D6270 (ASTM, 2020).

2.3 – Preparação dos provetes e procedimentos de ensaio

Nas misturas contendo borracha, as partículas de escória correspondentes à fração granulométrica entre 1,5 e 7 mm foram substituídas por borracha, garantindo que a curva granulométrica global se mantivesse consistente com a da escória. Ambos os constituintes foram misturados manualmente até se obter uma mistura homogênea, resultando num material com potencial aplicabilidade como substituto de camadas de sub-balastro ou sub-base. A compactação foi realizada com um martelo vibratório especificamente adaptado para este fim, equipado com uma haste e um disco de 148 mm de diâmetro. Cada provete foi compactado em camadas de 50 mm de espessura, aplicando-se 1 minuto de vibração por camada. As misturas com teores de borracha (Rb) de 0%, 2,5%, 5%, 7,5% e 10% em massa foram compactadas à respetiva humidade ótima, determinada a partir da curva de compactação.

Para os ensaios triaxiais, foram moldados provetes cilíndricos com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura, com uma extensão adicional de 50 mm. A fase de consolidação consistiu na aplicação de uma tensão constante durante um período mínimo de 12 horas. Os ensaios monotónicos foram realizados com uma taxa de deformação axial de 0,2 mm/min, utilizando uma prensa de carga com capacidade de 100 kN, tendo a rotura ocorrido pouco após a tensão de pico, através de um plano de corte, comportamento típico de materiais densos. Os ensaios triaxiais cíclicos foram executados de acordo com o Método B (tensão de confinamento constante) da norma EN 13286-7 (CEN, 2004),

seguindo a sequência de carregamento descrita no Quadro 2, definida em função da tensão de confinamento efetiva (σ'_3) e da tensão de desvio máxima ($q_{\max}$). O carregamento aplicado foi sinusoidal, com uma frequência de 1 Hz, oscilando entre uma tensão de desvio mínima de aproximadamente 5 kPa ($q_{\min}$) e a tensão de desvio máxima especificada ($q_{\max}$).

Quadro 2 – Propriedades geotécnicas da escória.

σ'_3 (kPa)	$q_{\max}/\sigma'_3$	Nº ciclos
70	4,86	20000
20	1,50; 2,50; 4,00; 5,75	100/estágio
35	1,43; 2,29; 3,29; 4,29; 5,71	100/estágio
80	1,60; 2,30; 3,00; 4,00; 5,60	100/estágio
70	1,64; 2,14; 2,86; 4,00; 4,86	100/estágio
100	1,50; 2,00; 2,80; 3,40; 4,00	100/estágio
150	1,33; 1,87; 2,27; 2,67; 3,17	100/estágio

3 – CARACTERIZAÇÃO GEOTECNICA DAS MISTURAS ASIC-BORRACHA

3.1 – Comportamento monotónico

As curvas tensão-deformação foram obtidas a partir de ensaios triaxiais de compressão monotónica realizados nas misturas escória-borracha, sendo expressas em termos de tensão de desvio ($q = \sigma_1 - \sigma_3$, onde σ_1 e σ_3 correspondem, respetivamente, às tensões principais máxima e mínima) em função da deformação axial (ϵ_a). As misturas apresentaram uma resposta tensão-deformação típica de materiais granulares densos, com uma resistência de pico bem definida seguida de amolecimento pós-pico. O pico mostrou-se mais pronunciado para teores mais baixos de borracha. A resistência de pico diminuiu com o aumento do teor de borracha, variando o ângulo de resistência ao corte de 71° (Rb = 0%) para (Figura 2): 63° (Rb = 2,5%); 60° (Rb = 5,0%); 54° (Rb = 7,5%); 53° (Rb = 10%).

Teores mais elevados de borracha conduziram também a maiores deformações axiais no pico, indicando uma perda de rigidez, resultante da substituição de partículas rígidas de escória por borracha mais deformável. Ainda assim, apesar desta redução, todas as misturas mantiveram ângulos de atrito residual relativamente elevados, indicando que a presença de borracha influencia de forma mais significativa a rigidez do que a resistência ao corte. Este comportamento é consistente com a dimensão elevada das partículas de escória, que promove uma dilatância acentuada. A evolução da rigidez com o teor de borracha foi avaliada através do módulo de rigidez secante determinado a 50% da tensão de desvio de pico e normalizado pela tensão de confinamento. Para baixos teores de borracha, a rigidez diminuiu com o aumento de Rb; contudo, para $Rb \geq 7,5\%$, o módulo tende a estabilizar, refletindo o comportamento observado na resistência. Tal sugere que, acima deste limiar, a influência da borracha no comportamento da mistura torna-se mais marcada, independentemente da sua proporção exata.

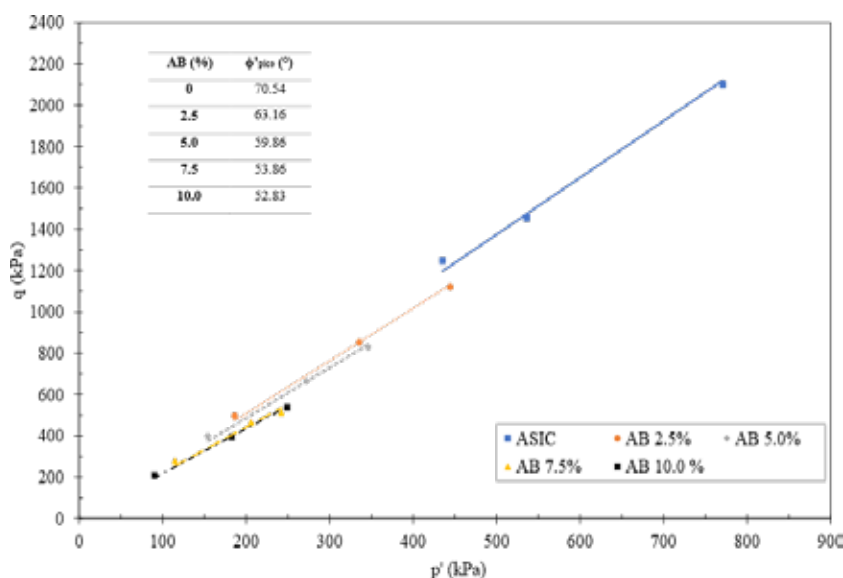


Fig. 2 – Trajetórias de tensões para as diferentes misturas analisadas. Nota: AB2,5% corresponde a uma mistura ASIC-borracha com teor de borracha de 2,5% (adaptado de Alves et al., 2023).

3.2 – Comportamento cíclico

O módulo resiliente (E_r) dos materiais granulares não ligados é amplamente reconhecido como dependente do estado de tensão, tendo sido propostos numerosos modelos para expressar o módulo resiliente em função das tensões aplicadas (Han-Cheng et al., 2020). O comportamento resiliente das misturas escória-borracha é apresentado, em função da tensão de confinamento, na Figura 3.

Os resultados indicam uma redução progressiva do módulo resiliente com o aumento do teor de borracha. Ainda assim, o comportamento característico dos materiais granulares - nomeadamente o aumento do módulo com o acréscimo da tensão de confinamento - mantém-se evidente nas misturas escória-borracha, evidenciando uma sensibilidade marcada à tensão de confinamento σ_3 .

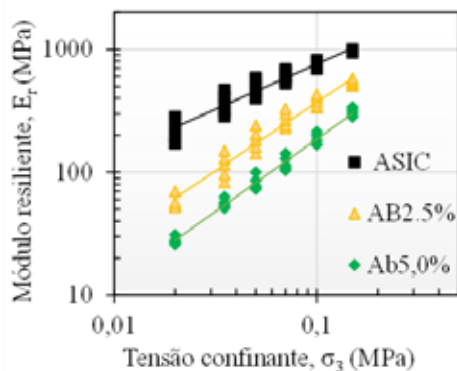


Fig. 3 – Módulo resiliente das misturas com diferentes teores de borracha em função da tensão de confinamento. Nota: AB2,5% corresponde a uma mistura ASIC-borracha com teor de borracha de 2,5% (adaptado de Alves et al., 2023).

4 – MODELAÇÃO NUMÉRICA

4.1 – Descrição do modelo numérico 3D FEM

A modelação numérica baseou-se num modelo 3D de elementos finitos para análise dinâmica veículo-via, implementado em MATLAB®, incorporando o acoplamento veículo-via e as não-linearidades relevantes, conforme a formulação base apresentada em (Varandas et al., 2016) e desenvolvimentos recentes para via balastrada de alta velocidade (Varandas et al., 2025). O sistema é decomposto em: (i) veículo: idealizado por corpos rígidos ligados por elementos mola-amortecedor; (ii) superestrutura: com carris e travessas em vigas de Euler-Bernoulli e fixações/palmilhas de carril por elementos mola-amortecedor; e (iii) subestrutura: discretizada por elementos sólidos hexaédricos de 8 nós (integração completa) representando balastro, sub-balastro, coroamento, aterro e fundação.

O domínio de cálculo discretiza a via e a subestrutura num volume com cerca de 37 m de comprimento, 7 m de largura e 4 m de profundidade (Figura 4). Considerando a simetria relativamente ao eixo da via, apenas meia secção transversal é modelada, correspondendo a uma largura representada de cerca de 14 m. A profundidade efetiva simulada atinge cerca de 9 m, uma vez que os solos de aterro assentam numa fundação visco-elástica equivalente (não explicitada geometricamente com elementos sólidos). A malha integra 1822 elementos de viga (1763 nós) na superestrutura e 83 064 elementos sólidos (90 297 nós) na subestrutura, assegurando resolução adequada para campos de tensão e deformação sob carregamento móvel.

Para minimizar reflexões artificiais associadas à propagação de ondas, as fronteiras laterais incluem amortecedores viscosos não-refletores. A interação dinâmica inclui contacto roda-carril (Hertz) e contacto/fricção travessa-balastro (Coulomb), essenciais para reproduzir a variabilidade espacial e temporal das forças transmitidas. As palmilhas foram caracterizadas por rigidez vertical de 160 kN/mm e amortecimento de 17 kNs/m.

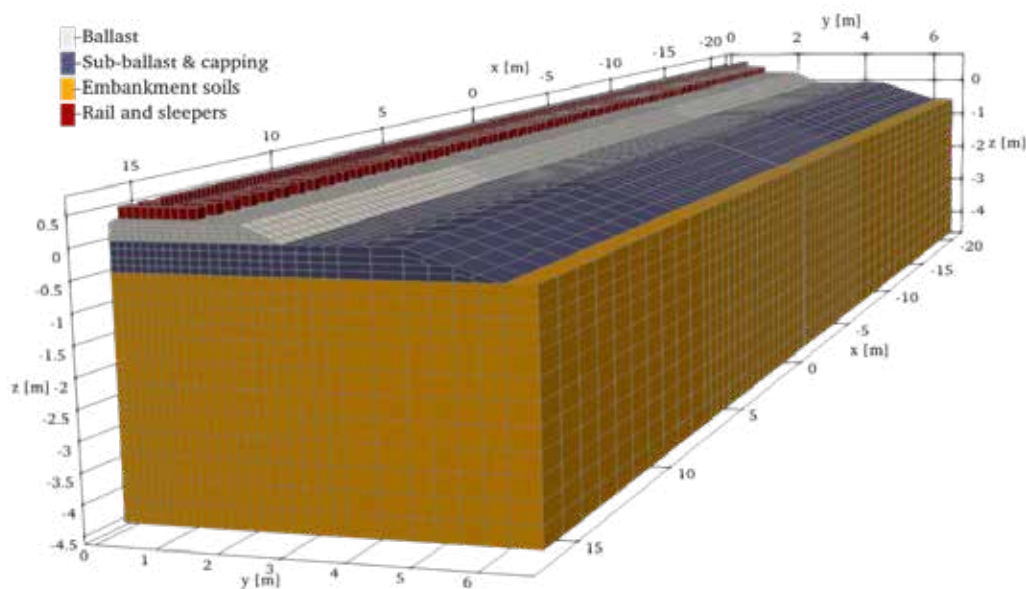


Fig. 4 – Esquema do modelo 3D e domínio de cálculo (Paixão et al., 2026).

4.2 – Parametrização, casos de estudo e condições de carregamento

A parametrização distingue materiais elásticos lineares de materiais granulares com resposta resiliente não-linear dependente do estado de tensão, nomeadamente balastro, sub-balastro e coroamento seguem uma lei $k-\theta$ para reproduzir a variação do módulo resiliente (E_r) com o confinamento, sob carregamento cíclico. Os parâmetros do balastro baseiam-se em trabalhos prévios e os das misturas escória-borracha decorrem da caracterização laboratorial descrita na Secção 3, em função do teor de borracha.

Consideraram-se três cenários, variando apenas as propriedades da camada sub-balastro/coroamento (Quadro 3) para 0%, 2,5% e 5% de borracha (massa seca de borracha/massa seca total). Os restantes componentes do sistema mantiveram-se constantes, permitindo avaliar o efeito associado à redução de rigidez e ao aumento de amortecimento considerados para as misturas com borracha.

Considerou-se amortecimento de Rayleigh, ajustado para aproximar o comportamento dissipativo nas frequências de 2 e 100 Hz, adotando-se $\zeta = 3\%$ para a maioria dos geomateriais e valores superiores nas misturas com borracha, em linha com Hidalgo Signes et al. (2017). O carregamento corresponde à passagem de um Alfa Pendular (~ 132 kN/eixo) a 200 km/h, analisando-se forças dinâmicas roda-carril, deslocamentos verticais do carril, rigidez vertical efetiva e campos de tensões na subestrutura.

4.3 – Resultados e discussão

A Figura 5 resume os indicadores globais de resposta (força roda-carril, deslocamento vertical do carril, rigidez efetiva e históricos). As forças dinâmicas roda-carril variam pouco entre cenários, sendo o padrão oscilatório dominado pela discretização e cadência espacial das travessas (0,60 m).

Em contraste, o aumento de borracha na camada sub-balastro/coroamento aumenta a deformabilidade global: com 5% de borracha, a amplitude do deslocamento do carril aumenta $\sim 30\%$ face ao caso de referência (0%), coerente com a redução da rigidez vertical efetiva de ~ 45 para ~ 35 kN/mm. Simultaneamente, a “bacia” de deformação alarga, traduzindo maior redistribuição de cargas por travessas adjacentes e menores concentrações locais no contacto travessa-balastro e no solo subjacente.

Quadro 3 – Parâmetros principais do modelo numérico (Paixão et al., 2026).

Componentes /geomateriais	Teor de borracha (%)	Altura/ Espessura (m)	Densidade ρ_i (kg/m ³)	Módulo resiliente, E_r (MPa)	Coef. Poisson ν_i	Amort. ξ (%)
Carris	-	-	7860	210×10^3	0,35	3
Travessas	-	0,19	2170	30×10^3	0,25	3
Balastro	-	0,20	1650	(variável)	0,30	3
Sub-balastro e Coroamento	0,0	0,50	2900	(variável)	0,30	3
	2,5		2650			6
	5,0		2450			10
Solos de aterro	-	4,00	2200	958	0,30	3
Fundação	-	5,00	1950	2186	0,30	3

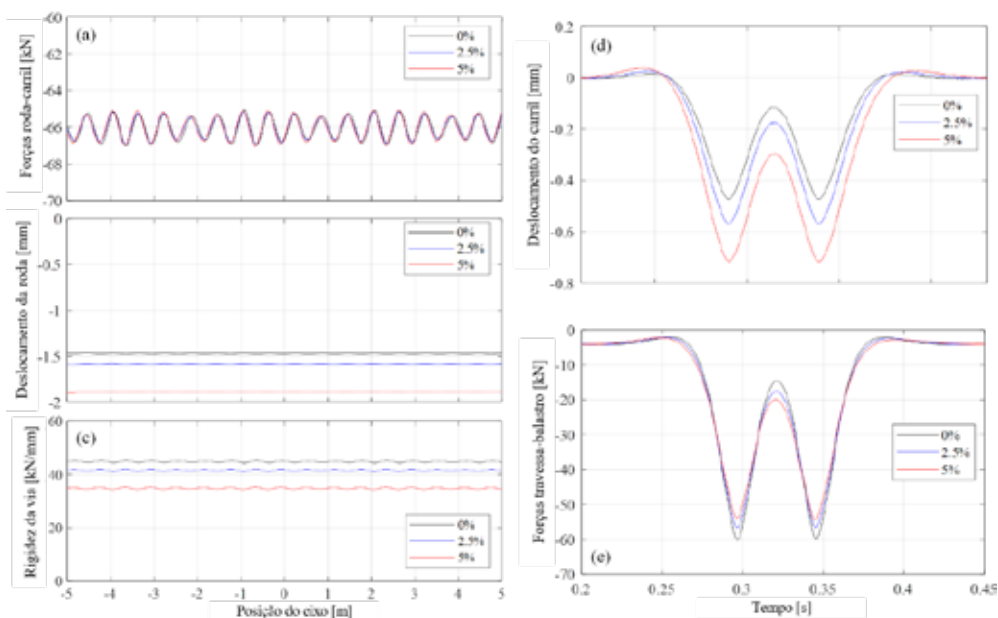


Fig. 5 – Resposta global: a) forças roda-carril; b) deslocamento da roda; c) rigidez vertical; d) históricos do deslocamento do carril; e) e das forças de contacto travessa-balastro (Paixão et al., 2026).

Esta redistribuição é desejável por reduzir picos de tensão na subestrutura. Contudo, reduções excessivas de rigidez podem penalizar a estabilidade geométrica e as condições de serviço, pelo que o teor de borracha deve resultar de um compromisso entre atenuação de concentrações de tensão e controlo de deformações elásticas.

A Figura 6 apresenta mapas em planta dos incrementos de tensão vertical ($\Delta\sigma_z$) e da razão tensão de desvio/média ($\Delta q/\Delta p$) em dois níveis: (i) no balastro, ~11 cm abaixo da base da travessa; e (ii) no topo do sub-balastro, ~6 cm abaixo da base do balastro (~36 cm abaixo da base da travessa). Os mapas referem-se ao instante em que o 1º eixo se encontra na posição $x = 1,2$ m.

No balastro, o aumento de teor de borracha no sub-balastro/coroamento reduz $\Delta\sigma_z$ sob as travessas mais solicitadas. Entre 0% e 5%, a redução do máximo é ~30%. Em paralelo, $\Delta q/\Delta p$ aumenta, particularmente de 2,5% para 5%, atingindo $\Delta q/\Delta p \sim 3$, sugerindo que a maior deformabilidade da camada de apoio, embora distribua melhor a carga, pode intensificar mecanismos de corte no balastro e conduzir a trajetórias de tensão potencialmente mais severas.

No sub-balastro, a tendência é mais favorável: $\Delta\sigma_z$ e $\Delta q/\Delta p$ decrescem com o teor de borracha, com maior expressão para 5%, limitando a transferência de tensões verticais e de desvio para o aterro/subleito e reduzindo a propensão para assentamentos e degradação a longo prazo.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A incorporação de subprodutos industriais, como escórias de aciaria e borracha de pneus em fim de vida, em infraestruturas de transporte constitui uma abordagem consistente com os princípios da economia circular, permitindo simultaneamente reduzir a deposição/armazenamento de resíduos e limitar a extração de agregados naturais. No presente estudo, enquadrado no projeto ECO_RORAIL, avaliou-se o desempenho mecânico de misturas ASIC-borracha com 0%, 2,5%, 5,0%, 7,5% e 10% de borracha (em massa), com vista à sua aplicação em camadas granulares não

ligadas de suporte (sub-balastro e sub-base). Para esse efeito, recorreu-se a ensaios triaxiais monotónicos e cíclicos, complementados por modelação numérica 3D (FEM) da interação veículo-via e subestrutura.

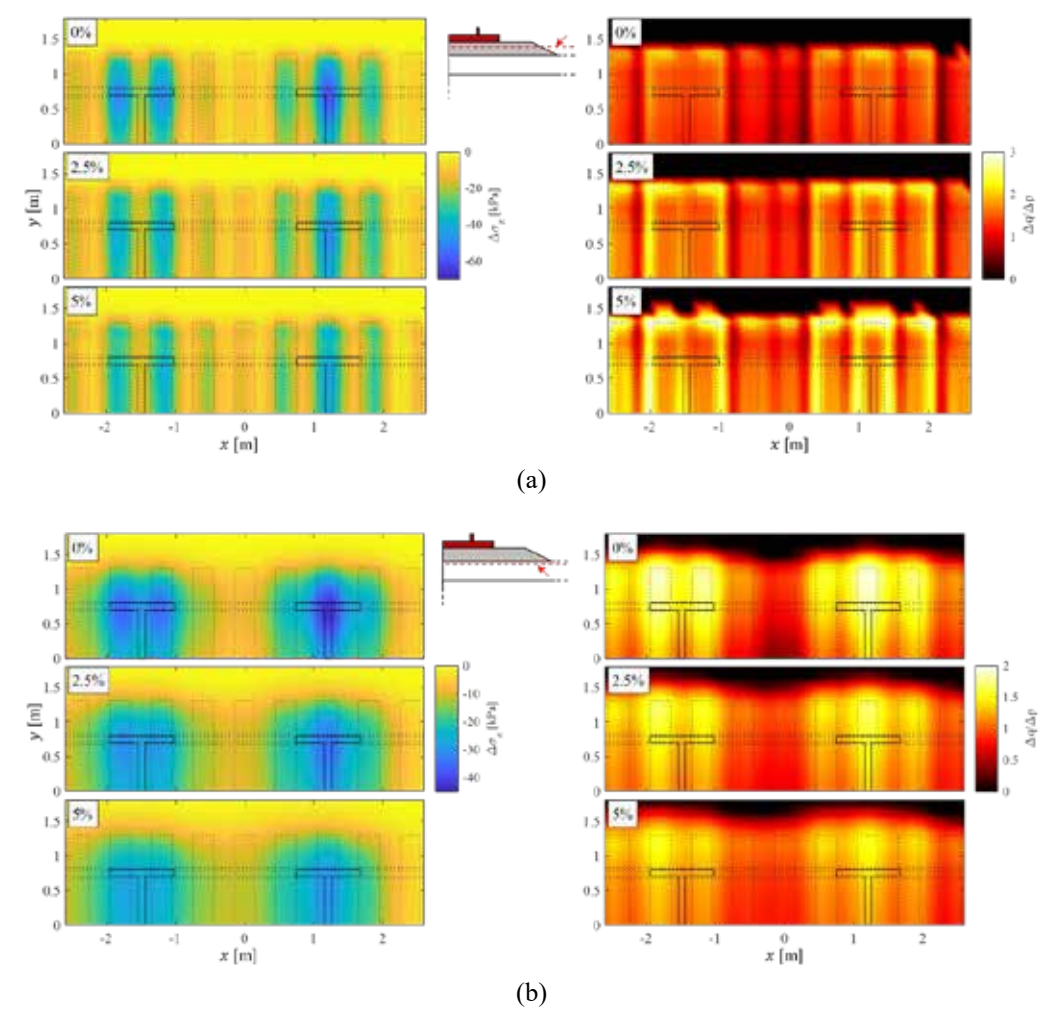


Fig. 6 – Mapas em planta no balastro e no topo do sub-balastro ($\Delta\sigma_z$ e $\Delta q/\Delta p$, com indicação de profundidades e posição do eixo em $x = 1,2$ m) (Paixão et al., 2026).

Os resultados laboratoriais evidenciam que as misturas apresentam um comportamento típico de materiais granulares densos, com resistência de pico seguida de amolecimento pós pico. A substituição parcial da fração 1,5–7 mm de escória por borracha conduz, como esperado, a uma redução da rigidez e a um aumento das deformações axiais no pico, refletindo a natureza mais deformável do granulado de borracha. Em termos de resistência ao corte, observa-se uma diminuição progressiva do ângulo de atrito com o aumento de Rb, embora se mantenham valores residuais elevados, indicando que a borracha influencia mais marcadamente a rigidez do que a resistência. Este aspeto é particularmente relevante para camadas de suporte, onde a resposta tensão-deformação e a evolução de deformações com carregamentos repetidos são determinantes para o desempenho em serviço.

No comportamento cíclico, as misturas mantêm a tendência característica dos materiais granulares não ligados: o módulo resiliente aumenta com a tensão de confinamento, confirmando a dependência do estado de tensão. Contudo, verifica-se uma redução consistente de E_r com o aumento do teor de borracha, o que reforça a necessidade de limitar a sua incorporação quando se pretende preservar níveis elevados de rigidez. Nesta ótica, os resultados apontam para um intervalo de aplicação tecnicamente mais favorável quando o teor de borracha é inferior a 5% em massa, desde que a escória seja adequadamente processada e cumpra a granulometria especificada para sub-balastro (condição essencial para assegurar simultaneamente capacidade resistente, função separadora/filtrante e desempenho hidráulico compatível com o carregamento cíclico). Acresce que a borracha triturada é um material estável, não se prevendo fenómenos de desagregação por ação da água nas condições de utilização consideradas.

A modelação numérica 3D clarifica o impacto destas alterações de rigidez/amortecimento ao nível estrutural da via. A incorporação de borracha na camada de sub-balastro/coroamento traduz-se num aumento da deformabilidade vertical global e num alargamento da bacia de deformação sob cargas móveis. Apesar de as forças dinâmicas roda-carril variarem pouco entre cenários, a redistribuição de cargas por travessas adjacentes torna-se mais evidente à medida que aumenta o teor de borracha, o que se reflete numa redução da rigidez vertical efetiva e em deslocamentos verticais superiores do carril. Do ponto de vista da subestrutura, esta maior “capacidade de acomodação” favorece a redução de concentrações de tensão: para 5% de borracha observam-se diminuições da ordem dos 30% nas tensões verticais máximas no balastro, bem como uma atenuação das tensões verticais e de desvio transmitidas ao sub-balastro e ao aterro/subleito, contribuindo para mitigar mecanismos associados a assentamentos e degradação a longo prazo.

Importa, no entanto, sublinhar o compromisso identificado entre benefícios e potenciais penalizações. Embora a redução de tensões em profundidade e a melhoria da dispersão de cargas sejam desejáveis para aumentar a resiliência estrutural e limitar a evolução de deformações permanentes, reduções excessivas de rigidez podem ser desfavoráveis do ponto de vista da estabilidade geométrica e das condições de serviço. Em particular, a análise evidencia que a maior deformabilidade da camada de apoio pode alterar as trajetórias de tensão no balastro (p. ex., aumento de $\Delta q/\Delta p$) em determinados níveis/locais, aspeto que deve ser ponderado no dimensionamento e na definição de teores máximos admissíveis de borracha.

Em síntese, os resultados laboratoriais e numéricos são coerentes ao indicar que as misturas ASIC-borracha constituem uma solução promissora para camadas granulares não ligadas de suporte em infraestruturas de transporte, desde que a incorporação de borracha seja controlada (preferencialmente até 5% em massa) e que o agregado siderúrgico cumpra os requisitos granulométricos aplicáveis. Para além da valorização de subprodutos e da redução da dependência de agregados naturais, a incorporação de borracha surge como uma potencial ferramenta de projeto para ajuste da rigidez vertical da via, permitindo otimizar a resposta estrutural em função de requisitos operacionais e condições específicas de fundação, desde que enquadrada por critérios de desempenho mecânico e de serviço. Como trabalhos futuros será necessário avaliar a viabilidade de reciclagem da mistura de escórias com borracha aquando de obras de conservação ou manutenção da via-férrea.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio dos parceiros industriais SN-Maia e GENAN e a colaboração das entidades Infraestruturas de Portugal, Plataforma Ferroviária Portuguesa e Smart Waste Portugal. O trabalho foi desenvolvido no âmbito da Comissão Portuguesa de Geotecnia nos Transportes, em articulação com o TC202 da ISSMGE. O financiamento foi assegurado por: i) projeto [doi:10.54499/UID/04708/2025](https://doi.org/10.54499/UID/04708/2025), CONSTRUCT Instituto de I&D em Estruturas e Construções; ii) projeto [doi:10.54499/UID/06438/2025](https://doi.org/10.54499/UID/06438/2025), CERIS - Instituto de Investigação e Inovação em Engenharia Civil para a Sustentabilidade; iii) projeto InnovaMaTech-ROADS (Plano de I&I do

LNEC); iv) projeto ECO_RORAIL – Industrial by-products for eco-efficient roads and railways, referência LISBOA2030-FEDER-00771300, financiado pela FCT, I.P./MECI, através de fundos nacionais ([doi:10.54499/2023.16407.ICDT](https://doi.org/10.54499/2023.16407.ICDT)).

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alves, R.; Castanheira-Pinto, A.; Ramos, A.; Rios, S.; Fernández-Ruiz, J. (2024). *Steel slag sub-ballast for sustainable railway track infrastructure*. *Infrastructures* 9 (7), pp. 1–21. <https://doi.org/10.3390/infrastructures9070106>
- Alves, R.; Rios, S.; Fortunato, E.; Viana da Fonseca, A.; Guimarães Delgado, B. (2023). *Mechanical behaviour of steel slag–rubber mixtures: laboratory assessment*. *Sustainability* 15 (2), pp. 1–20. <https://doi.org/10.3390/su15021563>
- Arribas, I.; Santamaría, A.; Ruiz, E.; Ortega-López, V.; Manso, J.M. (2015). *Electric arc furnace slag and its use in hydraulic concrete*. *Construction and Building Materials* 90, pp. 68–79. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.05.003>
- ASTM (2020) D6270-20: Standard Practice for Use of Scrap Tires in Civil Engineering Applications. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken
- CEN (2004). EN 13286-7: Unbound and hydraulically bound mixtures – Part 7: cyclic load triaxial test for unbound mixtures. European Committee for Standardization.
- EuroSlag. (2018). *The European slag association: Legal status of slag*. Position paper.
- Farooq, M.A.; Nimbalkar, S. (2024). *Monotonic and cyclic triaxial testing of untreated and polyurethane-treated soil and soil–rubber mixtures*. *Acta Geotech.* 19, pp. 605–630 <https://doi.org/10.1007/s11440-023-02100-2>
- Gökalp, İ.; Uz, V.E.; Saltan, M.; Tutumluer, E. (2018). *Technical and environmental evaluation of metallurgical slags as aggregate for sustainable pavement layer applications*. *Transportation Geotechnics* 14, pp. 61–69. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2017.10.003>
- Gomes Correia, A.; Roque, A.J.; Reis Ferreira, S.M.; Fortunato, E. (2012). *Case study to promote the use of industrial byproducts: The relevance of performance tests*. *Journal of ASTM International* 9 (2), pp. 1–18. <https://doi.org/10.1520/JAI103705>
- Guo, Y.; Markine, V.; Qiang, W.; Zhang, H.; Jing, G. (2019). *Effects of crumb rubber size and percentage on degradation reduction of railway ballast*. *Construction and Building Materials* 212, pp. 210–224. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.315>
- Han-Cheng, D.; Lin-Hua, H.; Lian-Heng, Z. (2020). *Experimental investigation on the resilient response of unbound graded aggregate materials by using large-scale dynamic triaxial tests*. *Road Materials and Pavement Design* 21 (2), pp. 434–451. <https://doi.org/10.1080/14680629.2018.1500300>
- Hidalgo Signes, C.; Martínez Fernández, P.; Medel Perallón, E.; Insa Franco, R. (2015). *Characterisation of an unbound granular mixture with waste tyre rubber for subballast layers*. *Materials and Structures* 48 (12), pp. 3847–3861. <https://doi.org/10.1617/s11527-014-0443-z>
- Hidalgo Signes, C.; Martínez Fernández, P.; Garzón-Roca, J.; Insa-Franco, R. (2016). *Analysis of the bearing capacity of unbound granular mixtures with rubber particles from scrap tyres when used as sub-ballast*. *Materiales de Construcción* 66 (324), <https://doi.org/10.3989/mc.2016.11515>

- Hidalgo Signes, C.; Martínez Fernández, P.; Medel Perallón, E.; Insa Franco, R. (2017). *Analysis of the vibration alleviation of a new railway sub-ballast layer with waste tyre rubber*. Materials and Structures 50 (2). <https://doi.org/10.1617/s11527-016-0951-0>
- Hussain, A.; Hussaini, S. K. K. (2022). *Use of steel slag as railway ballast: A review*. Transportation Geotechnics 35, p. 100779. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2022.100779>
- Indraratna, B.; Qi, Y.; Heitor, A. (2018). *Evaluating the properties of mixtures of ateel furnace slag, coal wash, and rubber crumbs used as subballast*. Journal of Materials in Civil Engineering 30 (1), pp. 1–9. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0002108](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002108)
- IP (2023). Infraestruturas de Portugal (Portugal Infrastructure). Instrução Técnica–GR.IT.GEO.006– Características técnicas do sub-balaastro.
- Liu, J.; Xu, J.; Liu, Q.; Wang, S.; Yu, B. (2022). *Steel slag for roadway construction: A review of material characteristics and application mechanisms*. Journal of Materials in Civil Engineering 34(6), p. 3122001. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0004230](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0004230) .
- Martínez Fernández, P.; Hidalgo Signes, C.; Villalba Sanchís, I.; Pérez Mira, D.; Insa Franco, R. (2018). *Real scale evaluation of vibration mitigation of sub-ballast layers with added tyre-derived aggregate*. Construction and Building Materials 169, pp. 335–346. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.03.027>
- Paixão, A.; Varandas, J. N.; Fortunato, E.; Alves, R.; Rios, S. (2026). Numerical modelling of EAF slag and recycled rubber mixtures in railway infrastructures. Proceedings of the 12th International Conference on Bearing Capacity of Roads, Railways, and Airfields; 12th BCRRA 2026; 8 pp (aceite para publicação na revista Transportation Research Procedia; ISSN: 2352-1465).
- Paixão, A.; Fortunato, E. (2021). *Abrasion evolution of steel furnace slag aggregate for railway ballast: 3D morphology analysis of scanned particles by close-range photogrammetry*. Construction and Building Materials 267, p. 121225. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121225>
- Puppala, A. J.; Saride, S.; Chomtid, S. (2009). *Experimental and modeling studies of permanent strains of subgrade soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 135 (10), pp. 1379–1389. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000163](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000163)
- Qi, Y.; Indraratna, B.; Ngo, T.; Arachchige, C. M. K.; Hettiyahandi, S. (2024). *Sustainable solutions for railway using recycled rubber*. Transportation Geotechnics 46, 101256. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2024.101256>
- Ramos, A.; Gomes Correia, A.; Indraratna, B.; Ngo, T.; Calçada, R.; Costa, P.A. (2020). *Mechanistic-empirical permanent deformation models: Laboratory testing, modelling and ranking*. Transportation Geotechnics 23 (January), pp. 1–26. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100326>
- Shi, C. (2004). *Steel slag—its production, processing, characteristics, and cementitious properties*. Journal of Materials in Civil Engineering 16 (3), pp. 230–236. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2004\)16:3\(230\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2004)16:3(230))
- Varandas, J. N.; Hölscher, P.; Silva, M. A. G. (2016). *Three-dimensional track-ballast interaction model for the study of a culvert transition*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 89, pp. 116–127. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.07.013>

Varandas, J. N.; Paixão, A.; Tijera, Á.; Crespo-Chacón, I.; Estaire, J.; Fortunato, E. (2025). *Dynamic response of ballasted High-Speed Railways: insights from experimental measurements and 3D nonlinear numerical modelling*. *Transportation Geotechnics*, 52, 101549. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2025.101549>

WSA (2025) *World Steel Association*. <https://worldsteel.org/publications> [Acedido em: 10 setembro 2025].

SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA COM RECALÇAMENTO DE FACHADA DE UM EDIFÍCIO HISTÓRICO EM LISBOA

Earth retaining solutions and façades underpinning
for the refurbishment of a historic building in Lisbon

Inês Filipa Braz^a, Alexandre Pinto^{a,b}, Eduardo Freitas^b, Rogério Santos^c

^a JETsj Geotecnia Lda, Lisboa, Portugal

^b Departamento de Engenharia Civil, Arquitetura e Ambiente, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal

^c PPE – Planeamento e Projetos de Engenharia Lda, Lisboa, Portugal

RESUMO – O presente artigo descreve as soluções de escavação, contenção e recalçamento de fachadas adotadas na reabilitação do Palácio do Lavra e do Palácio das Pedrosas, dois edifícios com cerca de 260 anos localizados em Lisboa. A intervenção visou a construção de novos pisos enterrados sob as fundações originais, tendo exigido o desenvolvimento de soluções de recalçamento provisórias que permitissem a execução dos novos pisos subterrâneos em condições de segurança. O projeto apresentou desafios significativos, decorrentes tanto das condições geológicas e geotécnicas complexas do local como da sua implantação no centro histórico da cidade, junto à base de uma encosta densamente urbanizada. A contenção periférica foi executada com recurso a uma solução do tipo Berlim Definitivo, travada provisoriamente por ancoragens, tirantes e escoramentos metálicos. O recalçamento das fachadas foi realizado com recurso a microestacas tubulares de diferentes diâmetros, que foram também utilizadas, sempre que possível, como suporte vertical provisório de vários painéis de contenção. Este artigo apresenta os principais condicionamentos de projeto, os modelos de cálculo adotados e as adaptações executadas em obra.

ABSTRACT – This article describes the excavation, earth-retaining, and façade underpinning solutions adopted during the rehabilitation of Palácio do Lavra and Palácio das Pedrosas, a 260-year-old building located in Lisbon. The intervention aimed to construct new basement levels beneath the original foundations, requiring the development of temporary underpinning solutions to allow the safe execution of the underground floors. The project presented significant challenges due to the complex geological and geotechnical conditions of the site, as well as its location in the historic city centre at the base of a slope and within a dense urban environment. The peripheral earth-retaining system consisted of a king post wall solution, temporarily supported by ground anchors, tie rods, and steel struts. Façade underpinning was carried out using tubular micropiles with different diameters, which were also used, whenever possible, as temporary vertical support for the retaining wall panels. This article presents the main constraints that formed the basis for the design of the adopted solution, as well as the calculation models used and the adaptations implemented during construction in response to unforeseen site conditions and instrumentation results.

Palavras Chave – escavação e contenção periférica, recalçamento, meio urbano.

Keywords – excavation and earth retaining, underpinning, urban environment.

E-mails: ibraz@jetsj.com (I. Braz) apinto@jetsj.com (A. Pinto), rogerio.santos@ppe.pt (R. Santos), eduardo.freitas@ppe.pt (E. Freitas)

ORCID: orcid.org/0009-0007-5585-108X (I. Braz), orcid.org/0000-0003-0844-889X (A. Pinto)

1 – INTRODUÇÃO

No âmbito dos trabalhos de reabilitação do Palácio das Pedrosas (CTT), localizado na Rua de São José, em Lisboa, foi necessário desenvolver um projeto de escavação e contenção periférica, que envolveu a necessidade de recalçamento e contenção de fachadas existentes devido ao seu valor patrimonial. A Figura 1 apresenta uma vista aérea da área de intervenção, permitindo identificar os principais condicionamentos e limites do lote. A Figura 2 apresenta, a sombreado, as zonas a escavar sob a estrutura existente.

Tratando-se de um edifício antigo, a solução a adotar ficou condicionada por diversos fatores, tornando este projeto particularmente exigente. Os condicionamentos mais relevantes são descritos nas secções seguintes.

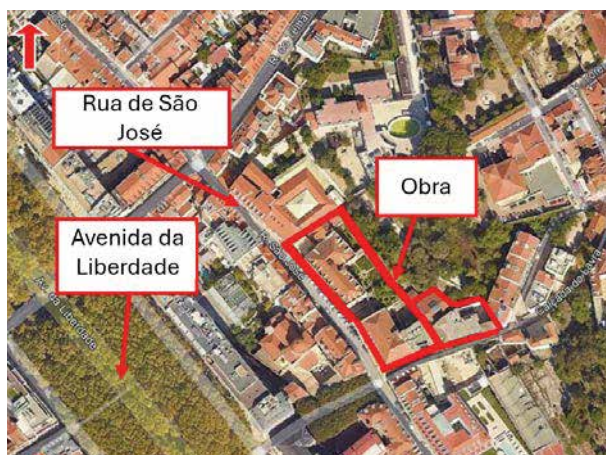


Fig. 1 – Localização da obra.



Fig. 2 – Áreas a escavar sob a estrutura existente (áreas assinaladas a cor de laranja).

2 – PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

2.1 – Condicionantes relacionadas com os limites do lote

Nesta intervenção, foram executados 1 a 3 pisos enterrados, sendo que, todo o lote confronta com edifícios vizinhos e a vias rodoviárias, estando localizado numa zona com bastante densidade urbana e, como tal, com limites de deformação aceitáveis bastante reduzidos. As soluções propostas devem, assim, ser compatíveis com a preservação da integridade de todas as estruturas e infraestruturas localizadas fora do perímetro do lote, garantindo as respetivas condições de funcionamento. A Figura 3 apresenta uma imagem 3D do local da intervenção, obtida a partir do Google Earth, onde é possível ver as referidas confrontações.



Fig. 3 – Vista 3D dos edifícios e arruamentos adjacentes (imagem do Google Earth, 2022).

2.2 – Condicionantes relacionadas com a necessidade de preservação das fachadas

Atendendo à necessidade de manter a integridade da maioria das fachadas principais do edifício, considera-se essencial que a intervenção seja realizada de forma a minimizar o impacto na sua estabilidade e no seu aspeto. Foi igualmente importante a adoção de soluções construtivas compatíveis com a utilização de equipamentos adequados aos espaços e acessos disponíveis, permitindo a execução dos trabalhos e, simultaneamente, limitando a ocorrência de vibrações e de ruído.

2.3 – Condicionantes geológicas e geotécnicas

De acordo com os dados recolhidos durante a campanha de caracterização geotécnica, a qual envolveu a execução de 9 sondagens à rotação, com execução de ensaios SPT e recolha de amostra, e considerando a geologia descrita na carta geológica, foram identificados no local os seguintes estratos litológicos:

- Aterros: Detetados na zona superficial de todos os furos de sondagem, com espessuras variáveis entre aproximadamente 0,20 e 1,50 m. Correspondem a materiais heterogéneos, contendo fragmentos de alvenaria, predominantemente de natureza silto-argilosa.
- Argilas e Calcários dos Prazeres: Os materiais pertencentes ao Miocénico encontram-se representados por uma alternância de camadas silto-arenosas e argilosas. As camadas mais siltosas apresentam por vezes transições com fragmentos fossilíferos e materiais margosos, com tonalidades esverdeadas a acinzentadas.

A tracejado encontra-se a cota prevista para o nível freático.

A Figura 4 apresenta um dos perfis geológicos recebidos onde são visíveis as camadas descritas. A tracejado encontra-se a cota do nível freático.

A Figura 5 apresenta a identificação das zonas geotécnicas e os respectivos parâmetros geológicos adotados no dimensionamento das soluções.

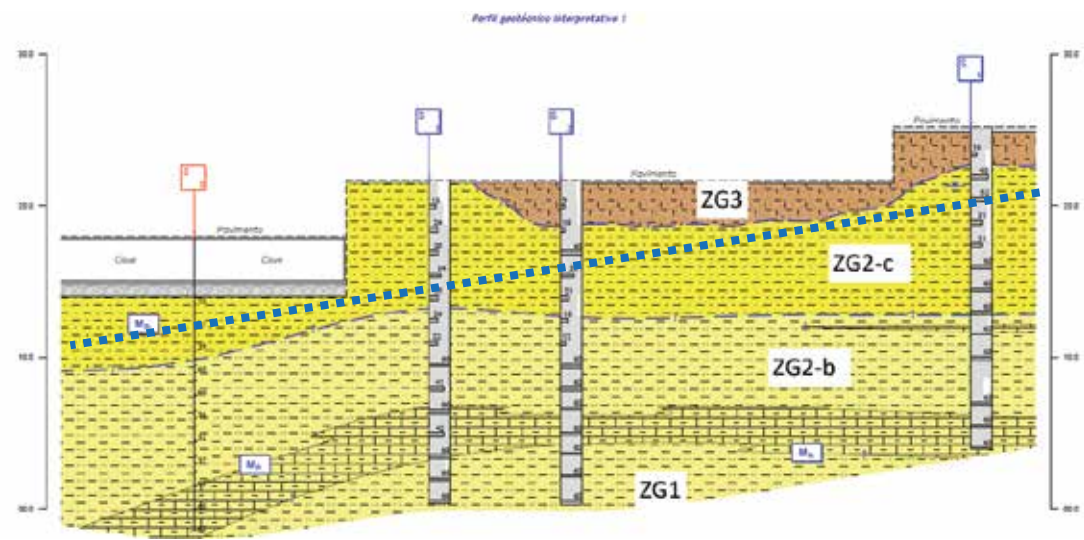


Fig. 4 – Perfil geológico e geotécnico.

Terreno geológico (litologias)	NsPT	Peso volúmico γ_t (kN/m ³)	Ângulo de atrito interno ϕ' (°)	Coesão C' (kPa)	Módulo de deformab. drenado, E' (MN/m ²)	Zonamento
ATERROS HETEROGÊNEOS (At)						
Areia argilo-siltosa a argila silto-arenosa, com raro seixo miúdo a médio e fragmentos cerâmicos dispersos.	9 – 16(?)	17	24	Nula	4	ZG3
MIOCÊNICO (M_{ES} + M_{PR})						
Argilas siltosas e silto-arenosas, carbonatadas com seixo miúdo a médio heterogêneo, com níveis de siltito/argilito gresoso com seixo miúdo calcário disperso	10 – 12	19	26	0 – 2	5	ZG2-a
	18 – 25	19	28	5	10	ZG2-b
	31 – 42	20	30	15	20	ZG2-a
Argilas siltosas e silto-arenosas carbonatadas, muito consolidadas com passagens de calcário conquífero fragmentável e passagens calco-margosas	≥ 60	21	32	30	40 – 50	ZG1

Fig. 5 – Parâmetros geológicos e geotécnicos.

3 – SOLUÇÕES ADOTADAS

Para a execução dos novos pisos enterrados, assegurando simultaneamente a preservação das fachadas existentes, foram necessárias três soluções/estruturas distintas:

- Contenção periférica: a executar recorrendo à tecnologia de Berlim Definitivo.
- Recalçamento: solução constituída por vigas de betão armado apoiadas em microestacas.
- Contenção das fachadas existentes a preservar: estrutura de contenção de fachadas, constituída por torres metálicas e escoramentos provisórios. Este ponto encontra-se fora do âmbito do presente artigo, embora tenha sido necessário compatibilizar com as restantes soluções.

Tendo em consideração todas as condicionantes previamente referidas, nomeadamente a impossibilidade de execução de soluções mais robustas como cortina de estacas ou parede moldada devido à dificuldade de colocação e manuseamento dos equipamentos, assim como a necessidade de manter as áreas definidas nos projetos de arquitetura, considerou-se que a solução mais adequada seria a execução da escavação através da execução de Berlim Definitivo, a qual consiste na execução faseada, de cima para baixo, de painéis de betão armado apoiados provisoriamente em microestacas verticais. Este tipo de solução já foi aplicado em diversas obras localizadas nas imediações da presente, cujos projetos foram desenvolvidos pela mesma equipa de projeto (Pinto e Pereira, 2017), tendo sido executadas com sucesso e evidenciando a sua flexibilidade para adaptação em fase de obra quando se verifica necessário.

A Figura 6 e a Figura 7 apresentam a solução de recalçamento e de contenção periférica. É igualmente visível, ainda que fora do âmbito do presente artigo, a estrutura de contenção das fachadas incluindo as duas torres.

As microestacas são constituídas por perfis tubulares Ø88,9×9,0 mm, Ø114,3×9,0 mm e Ø177,8×12,5 mm, com juntas exteriores, em aço de alta resistência (tensão de cedência superior a 560 MPa), sendo estas microestacas igualmente responsáveis pelo recalçamento das fachadas. Na Figura 8a observa-se uma fotografia da solução aplicada em obra e, na Figura 8b, o modelo 3D dessa mesma zona.

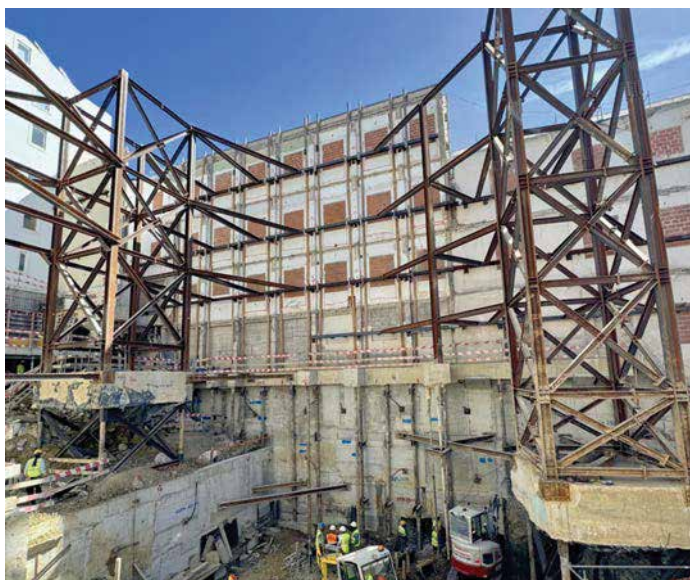


Fig. 6 – Execução de Berlim definitivo.



Fig. 7 – Recalçamento de fachada.



a) Fotografia da obra



b) Imagem do modelo 3D

Fig. 8 – Soluções de recalçamento e de contenção periférica.

Todas as microestacas foram seladas com o método de injeção IRS (injeção repetitiva e seletiva) localizados em terrenos competentes, com características de resistência e deformabilidade compatíveis com valores de NSPT superiores a 35 pancadas e geologicamente estáveis face à geometria da escavação.

Esta solução apresenta a vantagem de permitir a execução da parede definitiva na fase de escavação. O número de escoramentos provisórios (escoras metálicas e ancoragens) pode ser redefinido durante a obra, em função das características reais dos terrenos escavados e dos resultados do Plano de Instrumentação e Observação.

Nos casos em que é necessário proceder ao recalçamento das fachadas, foi indispensável a execução de uma viga em betão armado com capacidade para transmitir as cargas das fachadas para as novas fundações, materializadas pelas microestacas.

Para a solução de recalçamento consideraram-se dois casos: recalçamento assimétrico e recalçamento simétrico, representados, respetivamente, na Figura 9a e na Figura 9b. A necessidade de definir estes dois casos esteve relacionada com o facto de, em algumas zonas não ser possível construir de ambos os lados da fachada.

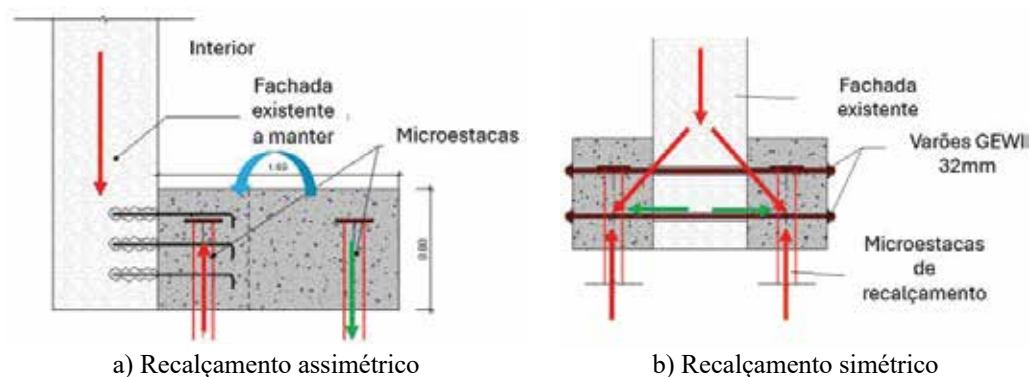


Fig. 9 – Soluções de recalçamento.

O modelo 3D é apresentado na Figura 10, onde se observam os elementos das fachadas existentes a preservar, a viga de recalçamento e as paredes de contenção associadas aos trabalhos de escavação.

4 – DIMENSIONAMENTO

Para o dimensionamento da contenção periférica foi utilizado o programa de elementos finitos Plaxis 2D, onde foram modeladas diversas seções onde o número de caves, a geologia, ou as condições envolventes eram distintas. As microestacas e as paredes foram modeladas como elementos do tipo Plate, os bolbos de selagem como elementos do tipo Embedded beam row e as ancoragens como elementos do tipo Node-to-node anchor, com as respetivas características. As escoras foram modeladas como Fixed-end anchors.

Os esforços foram estimados tendo em consideração o processo construtivo, em particular as fases de escavação e de execução da contenção periférica. A caracterização das várias zonas geotécnicas teve como base as propriedades geomecânicas anteriormente apresentadas, recorrendo ao modelo constitutivo Hardening Soil Model.

Um dos modelos adotados encontra-se ilustrado na Figura 11.

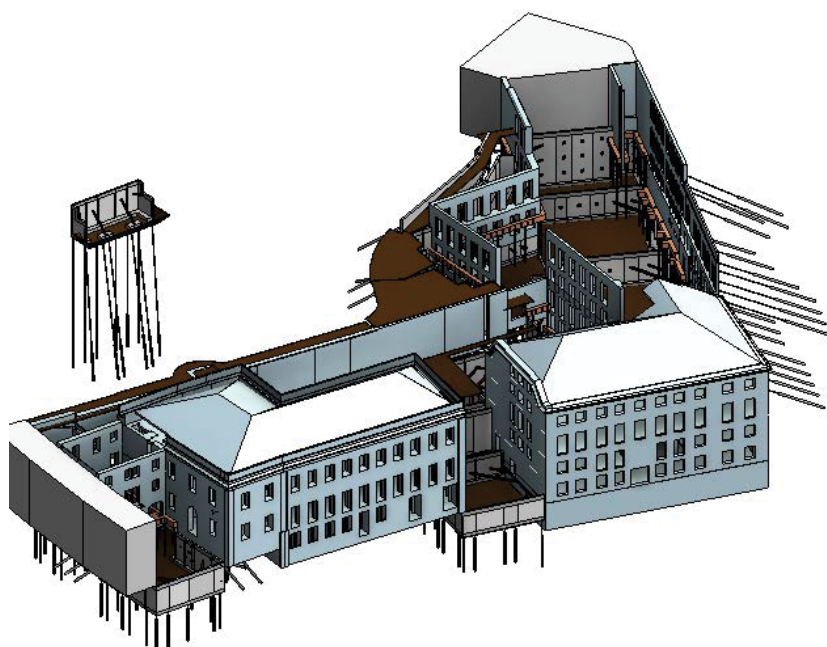


Fig. 10 – Vista 3D das soluções de escavação e contenção periférica.

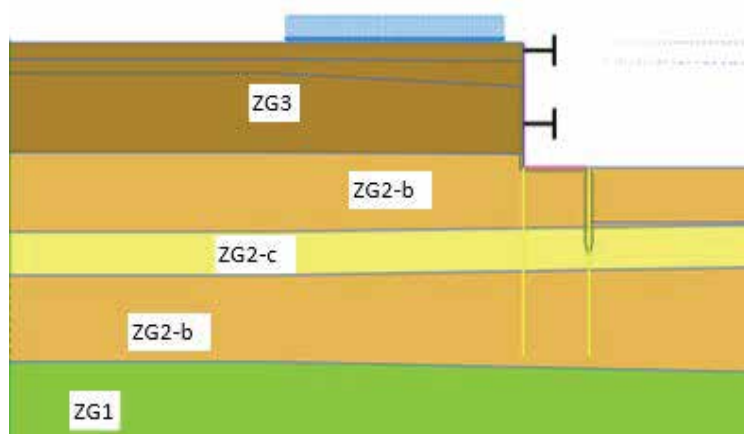


Fig. 11 – Modelo Plaxis 2D.

Após a execução da estrutura do edifício, o travamento horizontal da contenção passa a ser garantido pela própria estrutura dos pisos enterrados.

A deformação horizontal máxima estimada para esta solução foi de 1,15 cm. Este valor, obtido por modelação numérica, enquadra-se nos limites aceitáveis para este tipo de estrutura geotécnica e confirma a eficácia da solução adotada no controlo dos movimentos do terreno durante as fases de escavação e de construção.

No que diz respeito ao dimensionamento das estruturas de recalçamento, foi tido em consideração as espessuras das fachadas existentes, a sua constituição e altura, de modo a calcular a carga a ser transmitida a cada microestaca, tendo sido, sempre que possível, adotada a mesma microestaca para recalçamento da fachada e para fundação provisória da parede de contenção,

através da ligação com cachorros metálicos. A componente vertical das ancoragens, quando aplicável) foi também adicionada à carga proveniente da fachada, de modo a dimensionar os bolbos de selagem e verificar os comprimentos de encurvadura das microestacas. Este dimensionamento foi realizado tendo por base folhas de cálculo e a modelos de análise linear.

5 – PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

O Plano de Instrumentação e Observação proposto teve como objetivo garantir a execução segura e economicamente eficiente dos trabalhos de demolição, escavação e construção das estruturas de contenção de terras. Assim, o plano proposto deverá permitir a medição, durante as fases de escavação e execução da contenção periférica e dos pisos enterrados, dos seguintes parâmetros:

- Deslocamentos horizontais e verticais das estruturas de contenção de terras e dos edifícios vizinhos.
- Medição de cargas nas ancoragens.
- Deslocamentos horizontais na parede de contenção.

Os parâmetros acima descritos serão medidos recorrendo aos seguintes instrumentos:

- Alvos topográficos.
- Células de carga nas ancoragens.
- Inclínômetros.

Na Figura 12a encontra-se indicada a localização dos inclinómetros instalados (Inc) e das células de carga (CC). A Figura 12b mostra que todas as paredes se encontram equipadas com alvos topográficos, identificados por círculos a vermelho.

Com base nos resultados da instrumentação, várias soluções foram ajustadas durante a fase de obra. A título de exemplo destaca-se o Inclínómetro 3, que começou a evidenciar sinais de deformação aquando da chegada à cota final de escavação. Em consequência, recomendou-se a execução imediata das fundações da estrutura definitiva (Figura 13), uma vez que a cota final de escavação já tinha sido atingida. Com a execução dos elementos de fundação, as deformações ficaram estabilizadas.

No decorrer da obra, foi necessário a realização de uma estrutura de reforço de um muro de contenção existente no tardo da parede de contenção onde se encontrava instalado o inclinómetro 3, pelo que, foram executados dois furos de sondagem adicionais no tardo do muro existente, cujos dados recolhidos se revelaram relevantes para a compreensão da causa das deformações observadas, uma vez que a informação obtida permitiu identificar um estrato de solo previamente não detetado. Este estrato apresentava características geológicas e geotécnicas significativamente distintas, nomeadamente baixa resistência mecânica e elevada deformabilidade. Tornou-se evidente que este nível foi o principal responsável pelas deformações observadas durante a escavação.

6 – CONDICIONANTES E ADAPTAÇÕES EM OBRA

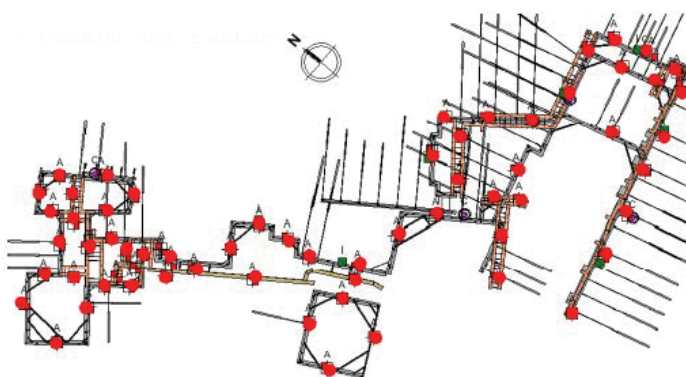
Durante as fases iniciais da construção, surgiram vários desafios imprevistos, que exigiram adaptações ao projeto e à estratégia de execução originalmente definidos.

Em projetos geotécnicos, é comum que seja necessário ajustar a solução durante a fase de obra uma vez que, embora um planeamento rigoroso seja fundamental, determinadas condições só podem ser plenamente compreendidas após o início da escavação. Estas constatações em obra conduzem frequentemente a alterações que não poderiam ter sido antecipadas na fase de projeto.

Neste capítulo apresenta-se um exemplo que ilustra de que forma o processo construtivo pode divergir do plano inicial.



a) Inclínómetros e células de carga



b) Alvos topográficos

Fig. 12 – Localização de inclínómetros e células de carga e dos alvos topográficos.



Fig. 13 – Execução das fundações definitivas conforme proposto para a estabilização das deformações.

Inicialmente, o projeto previa a utilização de ancoragens definitivas para travamento horizontal da parede de contenção, numa zona onde a estrutura definitiva não possuía rigidez suficiente para garantir as deformações máximas admissíveis. No entanto, após o início da furação, verificou-se que o terreno competente apenas era intersectado a uma profundidade da ordem dos 35 metros, bastante superior ao inicialmente previsto. Esta condição inesperada obrigou a uma revisão completa da solução prevista para este local uma vez que as ancoragens com um grande comprimento livre apresentam maior deformabilidade e estão sujeitas a perdas de pré-esforço mais significativas ao longo do tempo, o que, consequentemente pode levar a maiores deformações da parede de contenção.

A solução final passou pela execução da estrutura definitiva recorrendo ao método top-down. Tanto a sequência construtiva como a solução estrutural tiveram de ser ajustadas de modo a permitir a aplicação deste método de execução.

A solução inicial previa três níveis de estrutura metálica ligeira, com a geometria ilustrada na Figura 14a. Numa primeira fase procurou-se manter a geometria inicialmente prevista, procedendo apenas ao aumento da robustez dos perfis metálicos de escoramento. Contudo, devido às alterações introduzidas na sequência construtiva e à necessidade de acelerar a execução dos trabalhos, foi desenvolvida uma solução alternativa constituída por apenas dois níveis de escoramento em betão armado, conforme ilustrado na Figura 14b.

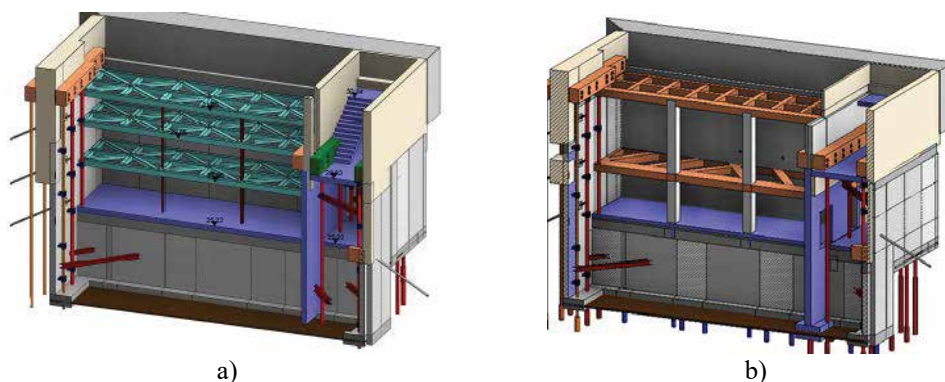


Fig. 14 – Soluções: a) inicial; b) executada.

A Figura 15a e a Figura 15b apresentam, respetivamente, fotografias da solução durante a fase de execução e após a sua conclusão. Comparativamente à solução inicial em estrutura metálica, a solução em betão armado apresenta maior rigidez global e menor suscetibilidade a deformações induzidas por variações de temperatura, traduzindo-se num melhor desempenho em termos de controlo de deslocamentos. Adicionalmente, esta solução revelou-se mais adequada às condições existentes em obra, permitindo uma execução mais célere com os recursos disponíveis, uma vez que a equipa especializada necessária para a montagem da estrutura metálica não se encontrava mobilizada no local.

7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O projeto de reabilitação do Palácio das Pedrosas (CTT) apresentou um conjunto complexo de desafios geotécnicos, estruturais e logísticos, em particular devido à necessidade de preservar estruturas existentes, simultaneamente com a execução de escavações profundas num contexto urbano fortemente condicionado. As soluções adotadas, nomeadamente o sistema de contenção do tipo Berlim Definitivo e a solução de recalçamento de fachadas, foram cuidadosamente desenvolvidas de modo a garantir a segurança, a adequabilidade às condições existentes e a viabilidade construtiva.



a)



b)

Fig. 15 – Fotografias: a) execução da solução; b) solução executada.

Ao longo do processo construtivo, tornou-se evidente que a capacidade de adaptação foi essencial. Condições geotécnicas imprevistas, como a identificação de um estrato de solo com características muito desfavoráveis previamente não detetado e a existência de muros parcialmente descalços, foram apenas duas das diversas situações que ocorreram ao longo da obra e que exigiram análises e reformulações em tempo real. Estes desafios foram ultrapassados através da realização de investigações adicionais em obra, de ajustes estruturais e de uma estreita articulação entre as equipas de projeto e de execução. A integração do Plano de Instrumentação e Observação revelou-se fundamental para a identificação atempada de situações críticas, permitindo a implementação eficaz e célere de medidas corretivas.

De forma global, este caso demonstrou a importância de um projeto geotécnico flexível, de uma monitorização contínua e de uma abordagem colaborativa na resolução de problemas em obra. O sucesso da intervenção assentou na capacidade de adaptar metodologias correntes às condições específicas do local, característica essencial de projetos geotécnicos complexos em contextos urbanos históricos.

8 – AGRADECIMENTO

Os autores agradecem ao Dono de Obra a autorização para a publicação do presente artigo.

9 – REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

Pinto, A.; Pereira, A. (2017). *Estruturas de contenção e soluções de recalçamento para três escavações na Rua Rosa Araújo, em Lisboa, Portugal*. 19.^a Conferência Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Seul, Coreia, pp. 1917-1920, Secção de Discussão TC 206 (Projeto Interativo). ISBN 978-89-952197-5-1.



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, 322
1649-011 LISBOA
Tel.: (351) 210 125 000, (351) 217 925 000
Tel.: (351) 217 920 348
Fax: (351) 217 920 348
E-mail: cobra@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

Placeta Farinha Leitão, edifício nº 27, 2º-A - 2º. Dia
Baixo do Maculasso, LUANDA
Tel./Fax: (244) 222 338 513
E-mail: geral.coba-angola@netcoba.co.ao

MOÇAMBIQUE

Centro de Escritórios: Pestana Ravuma Hotel,
Rua da 5ª de nº 114, 4º Andar - 401 A, MAPUTO
Tel.: (258) 21 328 813
Fax: (258) 21 016 165
Tlm: (258) 820 047 454
E-mail: cobra.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: cobra.algeri@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
E-mail: geral@coba.com.br

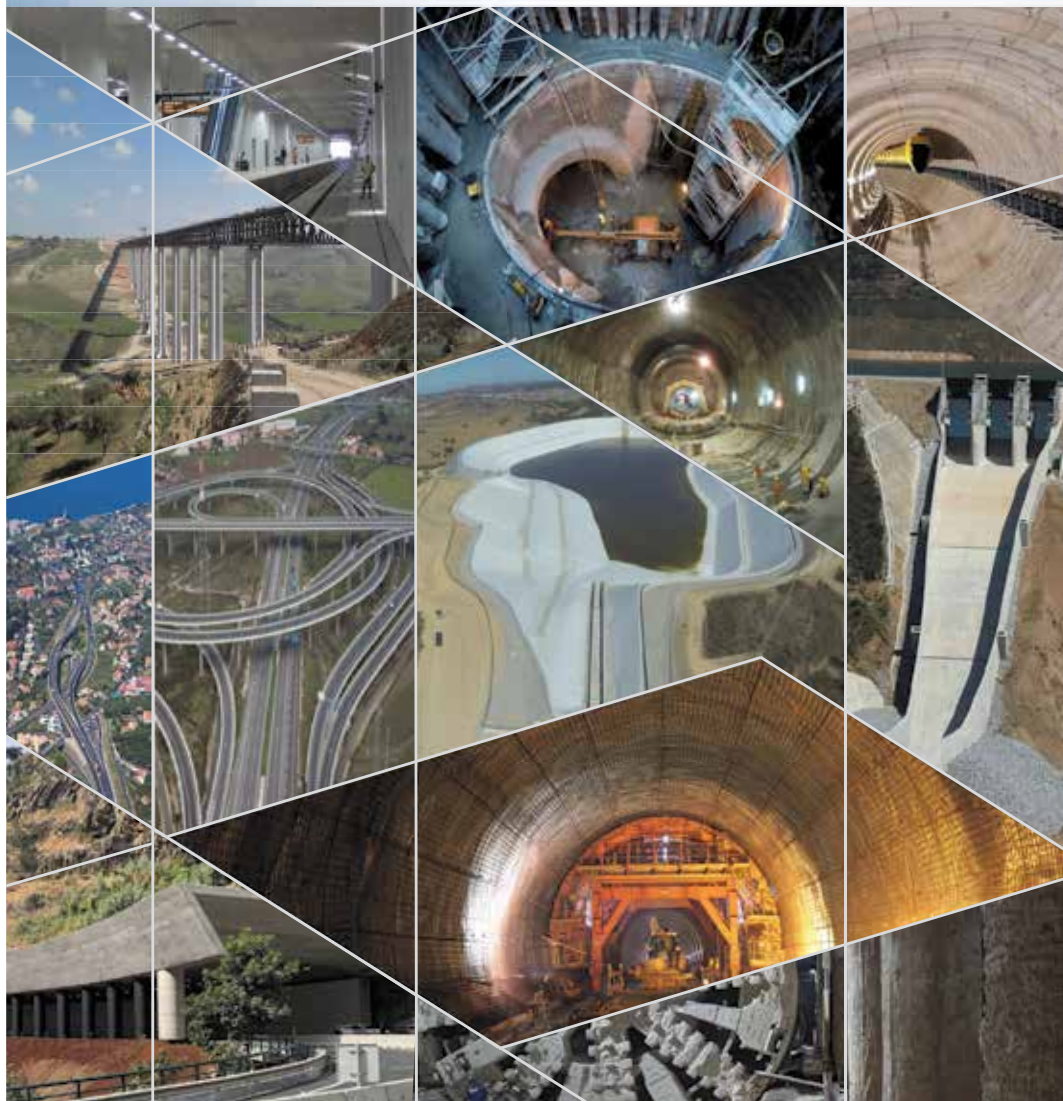
Fortaleza

Av. Senador Virgílio Tavora 1701, Sala 403
Aldeota - Fortaleza CEP 60170 - 251
Tel.: (55 85) 3244 32 85
Fax: (55 85) 3244 32 85
E-mail: cobra1@esenhover.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 PERFORADOS
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

 **geocontrole**
Soluções em Geotecnia e Geologia
www.geocontrole.com



Portugal
Brasil
Moçambique



PIONEERING AND INNOVATION

SINCE 1921



TEIXEIRA DUARTE
ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES, S.A.

RETAINING WALL, 400MM DWALL
SAN PAULO - BRAZIL

LICENCE NO. 24 - PUB



Building a better world.
teixeiraduarteconstruction.com

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.



Rio de Janeiro/RJ – Brasil.

SEGURANÇA É A NOSSA NATUREZA

Estabilização de taludes |
Slope stabilization

Queda de rochas |
Rockfall

Escorregamento superficial |
Shallow landslides

Corridas detriticas |
Debris flow

Erosões costeiras |
Coastal erosions

Escavações subterrâneas |
Underground support

Para mais informações, acesse
www.geobrugg.com





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

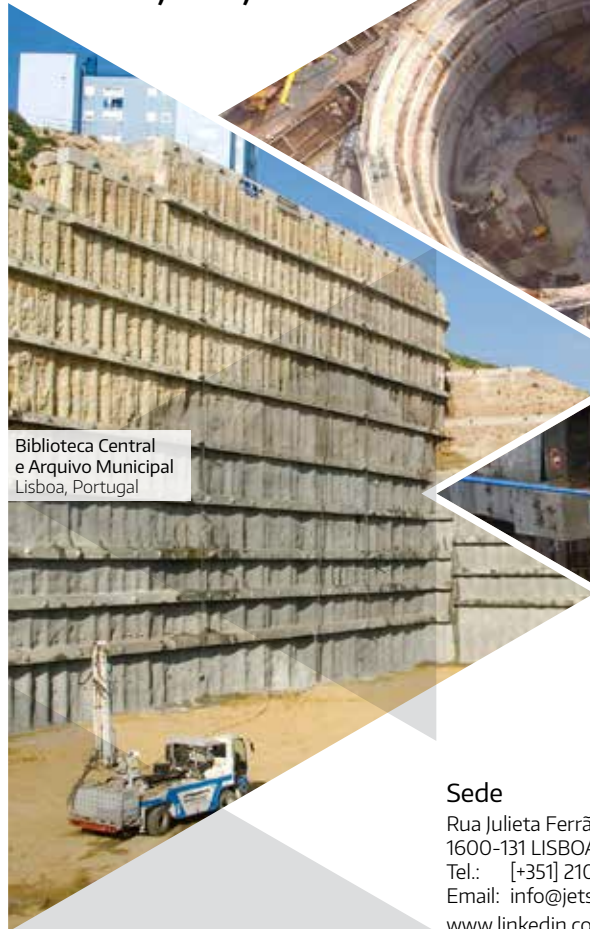
www.jetsj.com



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/

11 4863-0330 ☎

sotin.com.br 🌐

sotinsolucoestecnicas 📷



REFERÊNCIA
EM CONTENÇÕES E

GABIÕES

CONTENÇÃO EM GABIÕES LR

- Execução mecanizada até 3x mais ágil que o tradicional
- Estrutura drenante
- Preenchimento com britas de menor granulometria

GABIÕES E COLCHÕES TRADICIONAIS

- Estruturas drenantes
- Flexíveis
- Revestidos com polímeros de alta resistência

A Sotin oferece assistência técnica completa.

Da concepção do projeto até a entrega da obra.



SOTIN



Desde 2008, a SCO Engenharia Geotécnica se destaca pela excelência em serviços geotécnicos. Especializada em soluções inovadoras e sustentáveis, a SCO enfrenta desafios complexos garantindo a estabilidade, segurança e sucesso dos projetos de construção em todo o Brasil. Com um compromisso inabalável com a qualidade e a sustentabilidade, somos a escolha certa para suas necessidades geotécnicas.



Solo Grampeado | Túnel NATM | Jet Grouting | Cortina Atirantada | Estaca Raiz | Estaca Hélice Contínua | Microestacas | Injeções de Consolidação | Ensaios Geotécnicos | Controle de Águas Subterrâneas



SCO Engenharia | Estabilidade e segurança para construções desafiadoras

As empresas de construção mais renomadas trabalham com a SCO, assim como os melhores projetistas. Existem boas razões para isso. A SCO oferece soluções ideais para diversas necessidades geotécnicas. Nosso portfólio abrangente de produtos, nossa experiência em engenharia e nossa capacidade de atender às necessidades dos clientes nos tornam o parceiro preferido em engenharia geotécnica. Nossa equipe desenvolve e realiza soluções de classe mundial para os problemas dos clientes de forma: confiável, eficiente, flexível, de alta qualidade e sempre em conformidade com normas, leis e regulamentos.

Soluções completas para os **desafios mais complexos** da **investigação geotécnica**

Da sondagem aos ensaios especiais em grandes profundidades, a REDE atua com tecnologia, automação e engenharia aplicada para projetos de alta exigência técnica.

DIFERENCIAIS TÉCNICOS



Atuação em condições críticas e grandes profundidades

- Sondagens geológicas e geotécnicas
- Rotativa Diamantada - *wireline*
- Drenos Horizontais Profundos (DHP)
- Hollow Auger e soluções especiais



Instrumentação Geotécnica

- Piezômetros
- Inclínômetros
- INAs
- Sistemas Automatizados de Instrumentação



Soluções sob medida



Ensaios *In Situ*

- CPTu e SCPTu
- CPTu com Sonda Remota
- Pressiômetro de Ménard (PMT) automatizado
- Faturamento hidráulico em maciço rochoso
- Ensaios de perda d'água sob pressão com transdutor



Amostrages Especiais

- Shelby
- Denison (HQ2-3)
- Osterberg
- Dames & Moore



MACCAFERRI

GAWAC 3.1

Gabion Wall Calculations

A grande vantagem do software **Gawac 3.1** é a inclusão da análise de estabilidade nas condições de serviço, por meio do **GSC (Gabion Serviceability Coefficient)**. Esse tipo de análise permite ao usuário avaliar as seções transversais do muro em gabiões nas condições mais adequadas, garantindo melhor desempenho e otimização dos materiais do gabião.

O software possibilita ao usuário escolher o tipo de **gabião com o revestimento e a malha tecnologicamente adequados** ao ambiente do projeto, além de permitir a **utilização de normas internacionais**, diversos tipos de **análises** e a geração de **relatórios detalhados** para impressão.

Recursos do Software

- **Nova interface** com ambiente amigável.
- Modelos de cálculo.
- Considera a influência da **malha hexagonal** de dupla torção.
- **Análise de estabilidade** com **ELS** e **ELU**.
- Avaliação do desempenho a longo prazo do gabião conforme **tipo de tela** e **revestimento**
- Relatórios em **diversos formatos** (Print / PDF / JPG).
- Disponível em **8 idiomas**.



Conheça o software GAWAC 3.1!

Desenvolvido para apoiar engenheiros e projetistas de forma rápida e confiável na realização de análises de estabilidade em muros de contenção em gabiões.

Visite nosso site para conhecer o novo critério de análise para os gabiões e faça o **download do GAWAC® 3.1**.

Visite nosso site e saiba mais: www.maccaferri.com/br



**Acesse o QR Code
e faça o download.**

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: revistageotecnia@gmail.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: revistageotecnia@gmail.com

5	Editorial
9	Prefácio <i>Foreword</i>
17	Coberturas flutuantes com geomembranas para reservatórios <i>Floating covers with geomembranes for reservoirs</i>
35	A importância das soluções de travamento no comportamento das paredes de contenção periférica <i>The importance of bracing systems in the behaviour of peripheral earth-retaining walls</i>
53	Metamodelos em Engenharia Geotécnica: Aplicação à restroanálise de estruturas geotécnicas <i>Metamodels in Geotechnical Engineering: an application to the backanalysis of geotechnical structures</i>
83	Modelação numérica dos efeitos de sítio sísmicos em Lisboa: topografia e morfologia do subsolo <i>Numerical modelling of the seismic site effects in Lisbon: topographic and shallow morphology</i>
111	Mecanismos de rotura de fundações superficiais para o cálculo de valores característicos dos parâmetros resistentes do solo. <i>Collapse mechanisms of shallow foundations towards the calculation of the characteristic values of soil strength parameters</i>
127	Monitorização contínua da rigidez das camadas granulares por meio de bender elements <i>Continuous monitoring of the stiffness of granular layers using bender elements</i>
145	Misturas de escórias de aciaria com borracha para a camada de sub-balastro ferroviário <i>Steel slag-rubber mixtures for railway track sub-ballast layer</i>
159	Soluções de escavação e contenção periférica com recalçamento de fachada de um edifício histórico em Lisboa <i>Earth retaining solutions and façades underpinning for the refurbishment of a historic building in Lisbon</i>