

157 março
marzo
march
2023

GEOTECNIA



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica

50 ANOS
1971-2021

**IMPRESA DA
UNIVERSIDADE
DE COIMBRA**

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

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

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

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

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

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

 SPG A/c LNEC Av. do Brasil, 101 1700-066 Lisboa, Portugal Tel.: (+351) 21 844 3859 Fax: (+351) 21 844 3021 E-mail: spg@lneq.pt http://www.spgeotecnia.pt	 ABMS Av. Queiroz Filho, 1700 – Torre A, Sala 106 05319-000 São Paulo, SP, Brasil Tel.: (+55 11) 3833 0023 E-mail: abms@abms.com.br http://www.abms.com.br	 SEMSIG CEDEX, Laboratorio de Geotecnia C/ Alfonso XII, 3 28014 Madrid, Espanha Tel.: (+34) 91 335 7500 Fax: (+34) 91 335 7322 E-mail: info@semsig.org http://www.semsig.org
--	---	---

3 Editorial

António Gomes Correia

7 Modelação numérica do comportamento de solos tratados com cimento em pavimentos rodoviários

José Neves
Luís Castro
Arsénio Monteiro

Numerical modelling of the behaviour of soils treated by cement on road pavements

29 Análise limite recorrendo ao critério de rotura de Matsuoka-Nakai estendido em condições de deformação plana

Mário Vicente da Silva
Armando M. S. Nunes Antão

Limit Analysis using the extended Matsuoka-Nakai yield criterion under plane strain conditions

49 Desempenho a curto e longo prazo de uma via em laje em zona de transição: análise de aterro para túnel

Ana Ramos
António Gomes Correia
Rui Calçada

Short and long term performance of a slab track in a transition zone: an embankment to tunnel analysis

77 Estabilidade global de cortinas mono-ancoradas sob acções sísmicas

José M. S. Mesquita
Nuno Guerra

Overall stability of single-anchored retaining walls under seismic action

Editorial

António Gomes Correia

Editor da Revista Geotecnia

Neste número gostaria de começar por agradecer a todos os membros da equipa editorial do biénio 2021-2022, aos editores convidados, bem como a todos os autores e revisores pelo apoio prestado à revista Geotecnia e que muito contribuíram para a concretização dos objetivos traçados para o biénio. Destacaria também a consolidação da plataforma da revista Geotecnia no que respeita à gestão e divulgação dos artigos assegurada pela Imprensa da Universidade de Coimbra, com recurso à utilização da plataforma "Open Journal System" (OJS) e, sobretudo, no apoio à submissão de propostas de indexação às principais agências internacionais, nomeadamente à SCOPUS e à Clarivate/ WoS. Neste contexto é com grande regozijo da equipa editorial que informo que a revista Geotecnia está já indexada na DOAJ, na EBSCO e na SHERPA/ROMEO e mereceu também a decisão positiva de ser incluída na SCOPUS. Assim, é espetável que durante os próximos meses os artigos da revista Geotecnia apareçam listados na SCOPUS. Este reconhecimento da qualidade científica da revista Geotecnia alavanca novos desafios futuros para posicionar a revista Geotecnia como uma revista científica líder e de excelência na área da geotecnia em língua portuguesa e espanhola à escala mundial. Para tal atualiza-se neste número a estrutura da composição da equipa editorial para o biénio 2022-2023 visando uma maior celeridade no processo de revisão dos artigos e também aumentando a diversidade de género e alargando a representatividade institucional e internacional. Assim, a equipa editorial passa a ser constituída pelo Editor (SPG-Portugal), dois Co-Editores (ABMS-Brasil, SEMSIG-Espanha), seis Editores Associados (2 SPG, 2 ABMS e 2 SEMSIG) e 48 membros da Comissão Editorial (15 Brasil, 1 Chile, 15 Espanha, 1 EUA, 1 França, 14 Portugal, 1 Reino Unido).

Esta equipa editorial para o biénio 2022-2023 continuará a contribuir para reforçar o crescimento da revista em termos de artigos de elevada qualidade, bem como na identificação de temas emergentes a nível global, potenciais para edições temáticas especiais, para além de alargar a divulgação da revista Geotecnia nos fóruns em que participam.

Está já em preparação uma edição especial sobre o tema “A Geotecnia como referência da Engenharia Portuguesa” relativo ao seminário evocativo dos 50 anos da SPG, integrando vários artigos, nomeadamente preparados pelas comissões técnicas da SPG e por ilustres membros da comunidade geotécnica.

Aproveita-se também a oportunidade para divulgar o prémio “Úlpio Nascimento”, no biénio 2020-2021, atribuído por unanimidade aos seguintes dois artigos:

“Validação de modelos simplificados de previsão do tempo de liquefação através de ensaios de centrifugadora”, da autoria de: Sara Rios, Maxim Millen, António Viana da Fonseca, Pedro Santos, Giuseppe Mudanò (Geotecnia nº 148 – março/marzo/march 2020 – pp. 31-54); <http://doi.org/10.24849/j.geot.2020.148.03>

“Modelos descontínuos na análise tridimensional do comportamento hidromecânico de fundações de barragens de betão”, da autoria de: Nuno Monteiro Azevedo, Maria Luísa Braga Farinha, Magda Sá, João Rocha de Almeida (Geotecnia nº 151 – março/marzo/march 2021 – pp. 05-32); <http://doi.org/10.24849/j.geot.2021.151.02>

Este prémio, instituído pela SPG com o objetivo de distinguir os artigos com maior interesse técnico

e científico publicados na revista Geotecnia no biênio anterior à atribuição do Prémio, procura fomentar a publicação de artigos originais e de elevada qualidade, a que se faz apelo à comunidade geotécnica de língua portuguesa e espanhola.

En este número querría comenzar agradeciendo a todos los integrantes del equipo editorial del bienio 2021-2022, a los editores invitados, así como a todos los autores y revisores, el apoyo brindado a la revista Geotecnia y su gran contribución para el logro de los objetivos trazados para el bienio. También destacaría la consolidación de la plataforma de la revista Geotecnia en cuanto a la gestión y difusión de artículos asegurada por la Imprenta de la Universidad de Coimbra, utilizando la plataforma "Open Journal System" (OJS) y, sobre todo, el apoyo a la presentación de propuestas indexadas a las principales agencias internacionales, a saber, SCOPUS y Clarivate/ WoS. En este contexto, con gran alegría para el equipo editorial les puedo informar de que la revista Geotecnia ya está indexada en DOAJ, EBSCO y SHERPA/ROMEO y también ha recibido decisión positiva para ser incluida en SCOPUS. De esta forma, se espera que en los próximos meses los artículos de la revista Geotecnia aparezcan listados en SCOPUS. Este reconocimiento a la calidad científica de la revista Geotecnia levanta nuevos desafíos futuros para posicionar la revista Geotecnia como una revista científica líder y de excelencia en el campo de la geotecnia en portugués y español a escala mundial. En ese sentido, en este número se actualiza la estructura y composición del equipo editorial para el bienio 2022-2023, buscando una mayor celeridad en el proceso de revisión de los artículos, aumentando también la diversidad de género y ampliando la representación institucional e internacional. Así, el equipo editorial ahora está formado por el Editor (SPG-Portugal), dos Coeditores (ABMS-Brasil, SEMSIG-España), seis Editores Asociados (2 SPG, 2 ABMS y 2 SEMSIG) y 48 miembros del Comité Editorial (15 Brasil, 1 Chile, 15 España, 1 EE.UU., 1 Francia, 14 Portugal, 1 Reino Unido).

Este equipo editorial para el bienio 2022-2023 seguirá contribuyendo al reforzo del crecimiento de la revista en términos de artículos de alta calidad, así como a la identificación de temas emergentes a nivel global, potencialmente constitutivos de ediciones temáticas especiales, y a la ampliación de la difusión de la revista Geotecnia en los foros en los que participan.

Ya está en preparación una edición especial sobre el tema “La geotecnia como referencia en la ingeniería portuguesa” en relación con el seminario conmemorativo de los 50 años de SPG, que incluye varios artículos, principalmente preparados por las comisiones técnicas de SPG y por miembros distinguidos de la comunidad geotécnica.

Aprovechamos también para dar a conocer los ganadores del premio “Úlpio Nascimento” del bienio 2020-2021, otorgado por unanimidad a los dos artículos siguientes:

“Validação de modelos simplificados de previsão do tempo de liquefação através de ensaios de centrifugadora”, de los autores: Sara Rios, Maxim Millen, António Viana da Fonseca, Pedro Santos, Giuseppe Mudanò (Geotecnia nº 148 – março/marzo/march 2020 – pp. 31-54); <http://doi.org/10.24849/j.geot.2020.148.03>

“Modelos descontínuos na análise tridimensional do comportamento hidromecânico de fundações de barragens de betão”, de los autores: Nuno Monteiro Azevedo, Maria Luísa Braga Farinha, Magda Sá, João Rocha de Almeida (Geotecnia nº 151 – março/marzo/march 2021 – pp. 05-32); <http://doi.org/10.24849/j.geot.2021.151.02>

Este premio, instituido por SPG con el objetivo de distinguir los artículos de mayor interés técnico y científico publicados en la revista Geotecnia en los dos años previos a su concesión, busca incentivar la publicación de artículos originales y de calidad, apelando para este fin a la comunidad geotécnica en portugués y español.

In this issue I would like to begin by acknowledging all the members of the editorial team for the biennium 2021-2022, the guest editors, as well as all the authors and reviewers for the support provided to Geotecnia journal and who have greatly contributed to the achievement of the objectives outlined for the biennium. I would also like to highlight the consolidation of the Geotecnia journal platform regarding the management and dissemination of articles ensured by the Coimbra University Press, using the "Open Journal System" (OJS) platform and, particularly, in supporting the submission of indexing proposals to the main international agencies, namely SCOPUS and Clarivate/ WoS. In this context it is with great pleasure that the editorial team informs that Geotecnia is already indexed in DOAJ, EBSCO and SHERPA/ROMEO and also deserved the positive decision to be included in SCOPUS. Therefore, it is expected that during the next months the articles of Geotecnia journal will appear listed on SCOPUS. This recognition of the scientific quality of Geotecnia journal leverages new future challenges to position Geotecnia journal as a leading scientific journal of excellence in the field of geotechnics in Portuguese and Spanish languages worldwide. To this end, the structure of the composition of the editorial team is updated in this issue for the biennium 2022-2023 aiming at improving the speed of the article review process and also increasing gender diversity and broadening institutional and international representativeness. Thus, the editorial team will consist of the Editor (SPG-Portugal), two Co-Editors (ABMS-Brazil, SEMSIG-Spain), six Associate Editors (2 SPG, 2 ABMS and 2 SEMSIG) and 48 members of the Editorial Board (15 Brazil, 1 Chile, 15 Spain, 1 USA, 1 France, 14 Portugal, 1 United Kingdom).

This editorial team for the biennium 2022-2023 will continue to contribute to strengthen the growth of the journal in terms of high quality articles, as well as in the identification of emerging themes at global level, potential for special thematic issues, besides extending the dissemination of the Geotecnia journal in the forums in which they participate.

A special issue is already being prepared on the theme "Geotechnics as a benchmark of Portuguese Engineering", related to the 50th anniversary seminar of SPG, including several articles prepared by SPG technical committees and by distinguished members of the geotechnical community.

It is also taken the opportunity to publicize the "Úlpio Nascimento" award, for the biennium 2020-2021, unanimously awarded to the following two articles:

“Validation of liquefaction prediction models from geotechnical centrifuge tests results”, by: Sara Rios, Maxim Millen, António Viana da Fonseca, Pedro Santos, Giuseppe Mudanò (Geotecnia n° 148 – março/marzo/march 2020 – pp. 31-54); <http://doi.org/10.24849/j.geot.2020.148.03>

“Discontinuum models in three-dimensional hydromechanical analysis of the behaviour of concrete dam foundations”, by: Nuno Monteiro Azevedo, Maria Luísa Braga Farinha, Magda Sá, João Rocha de Almeida (Geotecnia n° 151 – março/marzo/march 2021 – pp. 05-32); <http://doi.org/10.24849/j.geot.2021.151.02>

This award, established by SPG with the aim to distinguish the articles with the greatest technical and scientific relevance published in Geotecnia journal in the biennium prior to the award, seeks to encourage the publication of original and high quality articles, which are appealing to the Portuguese and Spanish speaking geotechnical community.

Prof. A. Gomes Correia
EDITOR

MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE SOLOS TRATADOS COM CIMENTO EM PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

Numerical modelling of the behaviour of soils treated by cement on road pavements

José Neves^a, Luís Castro^a, Arsénio Monteiro^b

^a CERIS, Departamento de Engenharia Civil, Arquitetura e Georrecursos, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal.

^b Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal

RESUMO – A utilização de misturas tratadas com ligantes hidráulicos, mais correntemente com a utilização de cimento, é uma prática na construção de pavimentos semirrígidos e promotora de uma utilização mais sustentável dos recursos locais, sobretudo quando a disponibilidade de materiais é limitada. O principal e inovador objetivo do artigo é analisar de forma mais direta a influência de fendilhamento na resposta estrutural de pavimentos semirrígidos constituídos por camada de solo tratado com cimento e, conseqüentemente, no seu dimensionamento. Com base na modelação numérica pelo método dos elementos finitos, através do programa ADINA, foram estudadas duas estruturas de pavimento com capacidade de carga equivalente, mas caracterizadas pela diferença de espessura da camada superior betuminosa, refletindo metodologias distintas de conceção de pavimentos semirrígidos. Os resultados da modelação permitiram concluir que a espessura da camada betuminosa e a existência de fendas podem influenciar os estados de tensão e deformação na estrutura do pavimento e, conseqüentemente, conduzirem a uma redução da vida útil do pavimento.

ABSTRACT – The use of hydraulically bound mixtures, most commonly using cement, is a practice in constructing semi-rigid pavements promoting the more sustainable use of local resources, especially when the availability of materials is limited. The main and innovative objective of the paper is the direct analysis of the influence of cracking on the structural response of semi-rigid pavements composed of a layer of soil treated by cement and, consequently, on their design. Based on a numerical modelling by the finite element method, through the ADINA software, two pavement structures with equivalent bearing capacity were studied, but characterized by the difference in thickness of the upper bituminous layer, reflecting different design methodologies. The numerical analysis showed that the thickness of the bituminous layer and the existence of cracks could influence the stresses and strains in the pavement structure. Consequently, it leads to a significant reduction in the lifespan of the pavement.

Palavras Chave – modelação numérica, pavimento rodoviário, solo tratado com cimento.

Keywords – numerical modelling, road pavement, soil treated by cement.

E-mails: jose.manuel.neves@tecnico.ulisboa.pt (J. Neves), luis.santos.castro@tecnico.ulisboa.pt (L. Castro)
dudu097@hotmail.com (A. Monteiro)

ORCID: orcid.org/0000-0002-7131-7967 (J. Neves), orcid.org/0000-0002-0523-0265 (L. Castro)

1 – INTRODUÇÃO

As misturas tratadas com ligantes hidráulicos são, por definição, materiais onde o ligante é o responsável pelas características de presa e endurecimento do material através de reação hidráulica, que lhes confere propriedades melhoradas do ponto de vista mecânico, hidráulico, entre outras (CEN, 2013 e 2015). Um dos ligantes mais utilizados tem sido o cimento, mas novas tecnologias de tratamento baseadas em outros tipos de ligante ou mecanismos de reação têm sido investigadas e aplicadas (Hu et al., 2019; Ikeagwuani e Nwonu, 2019). As misturas granulares tratadas com cimento e os solos tratados com cimento (correntemente designados por solo-cimento) são disso exemplo. Apesar do tratamento de materiais ser uma tecnologia tradicional e aplicada desde longa data, as misturas tratadas com ligantes hidráulicos continuam atualmente a ser aplicadas em camadas de base, sub-base e fundação de pavimentos de estradas, aeródromos e outras áreas de circulação de tráfego, como por exemplo, áreas de estacionamento (Liu et al., 2020; Majarrez, 2013; Walters e Edwards, 2009). As especificações associadas a misturas granulares e solos tratados com cimento no âmbito de aplicações rodoviárias estão contempladas nas normas EN 14227-1 e EN 14227-15, respetivamente (CEN, 2013 e 2015).

A construção de pavimentos utilizando misturas granulares ou solos tratados com cimento pode resultar numa opção técnica, económica e ambientalmente mais vantajosa, sobretudo em contexto de obras onde os materiais naturais são escassos, apresentam propriedades deficitárias ou os custos de transporte de materiais de boa qualidade são elevados. Em geral, o tratamento melhora as propriedades dos materiais e, conseqüentemente, beneficia o desempenho da estrutura dos pavimentos ao longo do seu ciclo de vida (Antunes et al., 2016). Com efeito, esta tecnologia tem sido aplicada com sucesso não só em materiais naturais, mas também em resíduos de várias origens (Crucho et al., 2022; Pasetto e Baldo, 2016; Pasetto, 2000; Pérez et al., 2013; Stehlik et al., 2015; Xuan et al., 2010). Esta tecnologia de pavimentação baseada no tratamento de materiais, valorizando os recursos locais e naturais ou resíduos, é uma prática sustentável que ao promover a economia circular, está a contribuir para a implementação dos Objetivos do Desenvolvimento Sustentável estabelecidos pela Organização das Nações Unidas no âmbito das infraestruturas de transporte (Gomes Correia et al., 2016; Plati, 2019).

A utilização de solos tratados com cimento em pavimentos semirrígidos é uma prática corrente em muitos países para atender à indisponibilidade local de materiais granulares de boa qualidade. As estruturas de pavimento semirrígido são em geral constituídas por solos tratados com cimento na camada de base e por revestimento superficial betuminoso ou misturas betuminosas na camada superior, em contexto de estrada revestida. A fissuração é o fenómeno mais característico de camadas constituídas por materiais tratados com cimento e que mais pode contribuir para a degradação dos pavimentos semirrígidos. O fenómeno da fissuração é evolutivo ao longo do ciclo de vida do pavimento e é normalmente associado a três fases: a primeira é caracterizada pelo aparecimento inicial de fissuras de retração volumétrica e/ou dessecação superficial inerentes ao próprio processo de hidratação do cimento; na segunda fase surge fissuração devida à ocorrência de tensões de tração na camada, induzidas pelo tráfego, que excedem a resistência do solo tratado com cimento; e na terceira fase ocorre a fissuração por fadiga em estágio mais avançado da passagem acumulada do tráfego. A ocorrência de fissuração conduz à degradação ao longo do tempo das características da camada de solo tratado com cimento como, por exemplo, a diminuição gradual do módulo de deformabilidade. Outra consequência da fissuração é o fenómeno de reflexão de fendas na camada superior em misturas betuminosas, acentuando ainda mais o processo de degradação geral do pavimento semirrígido. Não é possível eliminar o fenómeno de fissuração em pavimentos semirrígidos, incluindo a reflexão de fendas, mas apenas retardar o seu aparecimento e evolução ao longo do tempo adotando práticas de projeto e construção adequadas. No sentido de mitigar o fenómeno da reflexão de fendas e as suas consequências, uma das práticas de muitos países é a de privilegiar a espessura da camada de misturas betuminosas para retardar o seu aparecimento à superfície do pavimento. Outras medidas a aplicar com este objetivo incluem, por exemplo, a

indução de pré-fissuração na camada de solo tratado com cimento e a colocação de interfaces resistentes entre as camadas (Branco et al., 2023).

Na prática corrente do dimensionamento de pavimentos semirrígidos são utilizados modelos de resposta estrutural bidimensionais (2D) baseados no método das diferenças finitas aplicado a um sistema estratificado de múltiplas camadas (como por exemplo o programa BISAR da *Shell International Petroleum Company* (Shell, 1978)). Estes modelos admitem camadas contínuas homogêneas com comportamento elástico linear caracterizado por parâmetros que devem ser adequados o mais possível à sua previsível evolução ao longo do tempo, como é o caso das camadas tratadas. A modelação tridimensional (3D), computacionalmente mais complexa e exigente, permite a consideração de outro tipo de fenómenos que não podem ser devidamente simulados na modelação 2D. É o caso, por exemplo, da consideração de fendas nas camadas tratadas. Na definição de modelos 3D também não se torna necessário assumir o conjunto de hipóteses de comportamento simplificativas que estão na base do desenvolvimento de modelos 2D (por exemplo, existência de axissimetria do carregamento e da geometria da estrutura), o que permite uma modelação mais adaptada às condições reais da estrutura do pavimento em análise (Reis, 2009).

Neste artigo é apresentado um estudo sobre o comportamento de solos tratados com cimento em pavimentos semirrígidos. O estudo é baseado numa análise numérica simplificada, em modelação 3D, de modo a evidenciar a influência da existência de fendas na camada tratada no seu comportamento estrutural, efeito que não é possível ter em conta nos modelos correntes 2D. Na modelação foi utilizado o método dos elementos finitos com o programa ADINA. A análise foi efetuada em dois tipos de estruturas que foram dimensionadas para idênticas condições de fundação e de tráfego, mas que se distinguiram pela espessura da camada de misturas betuminosas refletindo metodologias de conceção diferente (experiência Portuguesa e experiência Francesa para países de clima tropical como é o caso dos países francófonos da África). O efeito foi estudado ao nível dos critérios de dimensionamento mais utilizados neste tipo de pavimentos: fadiga nas camadas ligadas (camadas de solos tratados com cimento e de misturas betuminosas) e deformações permanentes ao nível da fundação. Os resultados da modelação foram analisados em termos da influência no comportamento estrutural dos pavimentos da rigidez global do pavimento (espessura e módulo de deformabilidade da camada de misturas betuminosas) e da existência de fendas na camada de solo tratado com cimento em zonas afastadas e próximas das fendas. O objetivo não foi verificar o dimensionamento das estruturas de pavimento, mas sim avaliar o efeito desses fatores no comportamento dos pavimentos, nomeadamente na camada de solo tratado com cimento.

2 – METODOLOGIA

2.1 – Estruturas de pavimento

Neste estudo foram analisadas as duas estruturas de pavimento rodoviário representadas na Figura 1 (camadas e espessuras), concebidas para condições de fundação e de tráfego equivalentes: o Pavimento P1 segundo a experiência Portuguesa (Figura 1a); o Pavimento P2 segundo a experiência Francesa para países tropicais (Figura 1b). Ambas as estruturas foram concebidas para um número equivalente de passagens do eixo-padrão de 80 kN correspondente a 3×10^6 , num período de dimensionamento de 20 anos (JAE, 1995; CEBTP, 1984). Estas estruturas são típicas de pavimentos semirrígidos, constituídas por camada de base em solo tratado com cimento (SC), de espessura 0,20 m, e por camada superior de misturas betuminosas (BB) com espessura total variável: a espessura total é 0,18 m no Pavimento P1 (Figura 1a); a espessura total é 0,04 m no Pavimento P2 (Figura 1b). Admite-se que as misturas betuminosas são fabricadas a quente, do tipo betão betuminoso. De acordo com a experiência nacional, admite-se que o betume do Pavimento P1 é de penetração da classe 35/50. Para o Pavimento P2, atendendo à realidade de alguns países africanos, considera-se que as misturas betuminosas são constituídas por betume de classe de penetração mais

2.2 – Modelação numérica

As estruturas de pavimento representadas na Figura 1 foram modeladas pelo método de elementos finitos utilizando o programa ADINA 9.3 (ADINA, 2023). Este programa foi selecionado pela sua versatilidade na análise de problemas gerais no âmbito da engenharia civil, incluindo o caso de estruturas de pavimento rodoviárias em análises de maior complexidade, como pode ser o caso de pavimentos rígidos e semirrígidos (Monteiro, 2019; Reis, 2009). Este programa permite a realização de modelações numéricas bidimensionais (2D) e tridimensionais (3D).

Na análise bidimensional foi considerado um modelo axissimétrico, estando o eixo de simetria associado à vertical do carregamento à superfície. A Figura 2a mostra uma das malhas de elementos finitos considerada na modelação 2D. Foram assumidas as seguintes condições de fronteira cinemática da estrutura de pavimento: encastramento deslizante nas fronteiras verticais do pavimento (a translação segundo a direção ortogonal às camadas é permitida) e encastramento perfeito na fronteira horizontal associada à base da estrutura (nenhum deslocamento é permitido). A malha de elementos finitos foi gerada automaticamente, tendo-se utilizado na discretização das camadas do pavimento elementos 2D axissimétricos. Foram consideradas malhas com número crescente de elementos, mas não se consideraram malhas exageradamente refinadas porque, a partir de um determinado grau de refinamento, a melhoria na qualidade dos resultados deixa de ter significado e o peso computacional da análise pode ser muito elevado. De salientar que, apesar do carregamento na prática ser dinâmico (passagem do tráfego), na modelação foi considerado que o carregamento é estático (Monteiro, 2019).

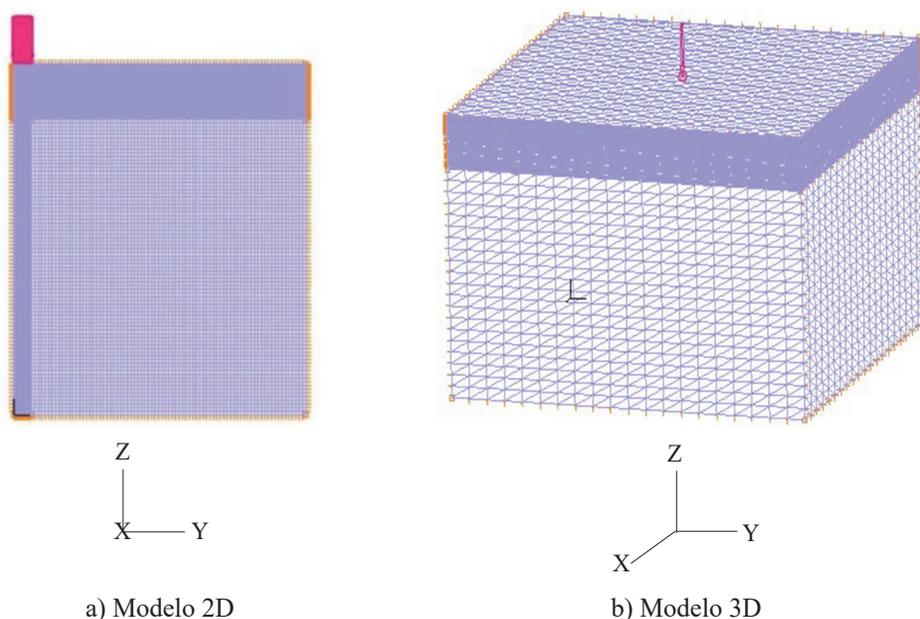


Fig. 2 – Modelação das estruturas de pavimento (Monteiro, 2019).

Foram considerados elementos finitos com 3, 4 e 8 nós tendo apenas, como graus de liberdade, as translações segundo as direções dos eixos coordenados (y , z). De forma a avaliar a discretização mais adequada ao estudo a realizar na modelação 2D, procedeu-se à comparação de resultados do programa ADINA com o programa BISAR 3.0, o qual tem grande utilização em Portugal no dimensionamento de pavimentos (Shell, 1978). Este programa é baseado no método das diferenças finitas aplicado a um sistema estratificado de múltiplas camadas.

O Quadro 2 apresenta os resultados do modelo 2D obtidos com o método de elementos finitos (programa ADINA) e com o método das diferenças finitas (programa BISAR), para as tensões e extensões associadas aos critérios de dimensionamento e calculadas em ambas as estruturas de pavimento apresentadas na Figura 1: máxima extensão horizontal de tração (ϵ_t) na camada de misturas betuminosas (critério de fadiga); máxima tensão horizontal de tração (σ_t) na camada de solo tratado com cimento (critério de fadiga); e máxima extensão vertical de compressão (ϵ_z) no topo da fundação, no Pavimento P1 (Figura 1a), ou da camada de sub-base, no Pavimento P2 (Figura 1b) (critério de deformações permanentes).

O carregamento definido em ambos os programas (ADINA e BISAR) pretendeu ser equivalente ao rodado duplo do eixo padrão de 80 kN (8,2 tf) através de duas abordagens: 1) uma carga correspondente a uma área circular única de raio 0,150 m e tensão de contacto na superfície do pavimento de 570 kPa (equivalente a uma carga total de 40 kN) (Programas ADINA e BISAR); 2) duas cargas correspondentes a áreas circulares, afastadas de 0,105 m, de raio 0,105 m e tensão de contacto na superfície do pavimento de 570 kPa (equivalente a duas cargas de 20 kN) (Programa BISAR). A utilização de uma única carga tem grande vantagem na modelação 2D. No entanto, esta é uma aproximação dado que o carregamento devido ao eixo padrão aplica duas cargas à superfície do pavimento em cada extremidade do eixo. Dadas as vantagens computacionais, foi opção utilizar neste estudo um carregamento caracterizado por apenas uma carga pois assegura o modelo axisimétrico. Foi efetuada também uma análise comparativa com os resultados do programa BISAR em que é mais fácil modelar os dois tipos de carregamento (Quadro 2).

Quadro 2 – Comparação dos resultados obtidos na modelação 2D.

Pavimento	Parâmetros	Programa ADINA			Programa BISAR	
	Número de cargas	1			1	2
	Número de nós	3	4	8	-	-
P1	$\epsilon_t (\times 10^{-6} \mu\text{def})$	25,1	25,6	25,1	23,1	14,0
	σ_t (kPa)	327	328	333	342	298
	$\epsilon_z (\times 10^{-6} \mu\text{def})$	-342	-335	-356	-319	-306
P2	$\epsilon_t (\times 10^{-6} \mu\text{def})$	-44,2	-43,9	-43,5	-45,3	-39,7
	σ_t (kPa)	460	463	468	474	379
	$\epsilon_z (\times 10^{-6} \mu\text{def})$	-468	-466	-471	-475	-345

Legenda dos sinais da tensão (σ) e extensões (ϵ_t e ϵ_z): (+) Tração; (-) Compressão

Tal como seria de esperar, da comparação dos resultados numéricos obtidos com malhas utilizando uma igual densidade de elementos verificou-se que o número de nós considerado em cada elemento (e por consequência o grau de aproximação para o campo de deslocamentos em cada elemento da malha) tem uma ligeira influência na precisão dos resultados e o seu aumento conduz a valores mais próximos dos obtidos pelo método das diferenças finitas. Contudo, no estudo veio a decidir-se adotar elementos de 4 nós, como compromisso entre a qualidade dos resultados e o peso computacional dos cálculos.

Com o programa BISAR foram efetuados cálculos considerando as duas abordagens de carregamento, ou seja, uma e duas cargas de valores 40 kN e 20 kN, respetivamente. A análise dos resultados apresentados no Quadro 2, em comparação com os resultados do programa ADINA (modelo 2D), permite concluir que as duas abordagens de carregamento à superfície do pavimento conduziram a estados de tensão e deformação diferentes. O carregamento baseado numa só carga aplicada originou na generalidade estados de tensão e extensão mais elevados, o que pode conduzir a um dimensionamento do pavimento mais conservativo. Foi possível confirmar que no caso da aplicação de duas cargas os valores de tensão e extensões foram diferentes porque a degradação de

cargas no pavimento seguiu um modelo diferente. Para o caso de carga única, observa-se ainda que a utilização de ambos os programas (ADINA e BISAR) conduziu em geral a resultados similares.

Na modelação 3D consideraram-se malhas uniformes tetraédricas de 4 nós por elemento em todas as camadas do pavimento. Nesta análise foram adotadas as condições convencionais de fronteira cinemática, isto é, encastramento deslizante em todas as quatro fronteiras verticais e encastramento fixo na base do pavimento. O carregamento devido ao eixo padrão aplicado à superfície do pavimento foi considerado equivalente a uma carga única de 40 kN. Na Figura 2b é apresentado um exemplo do modelo 3D utilizado no programa ADINA. Em ambos os tipos de modelação (2D e 3D), considerou-se 2,50 m para o afastamento das fronteiras em relação ao carregamento (distância na horizontal e espessura da fundação).

Em todos os modelos de análise numérica foi admitida a existência de aderência perfeita entre as camadas da estrutura do pavimento. Contudo, na análise estrutural de pavimentos semirrígidos é prática considerar descolamento entre camadas ligadas de natureza diferente. Diferentes modelos de contacto na interface das camadas resultarão em comportamentos estruturais diferentes com implicações distintas ao nível do dimensionamento dos pavimentos. Em relação ao estudo de presente artigo, atendendo a que o objetivo é a comparação relativa de comportamentos entre as duas estruturas de pavimento, optou-se por fazer a simplificação computacional de considerar apenas o modelo de aderência perfeita entre todas as camadas.

A aproximação pelo método dos elementos finitos não permite satisfazer localmente as condições de equilíbrio, tanto no domínio como também nas fronteiras estáticas e nas fronteiras entre elementos. Como consequência, existem normalmente descontinuidades nos campos de tensões e deformações entre elementos adjacentes. Para reduzir estas descontinuidades, foi considerado um processo de regularização da solução (implementado no programa ADINA) que permite obter campos contínuos (tanto de tensões como de deformações).

Para cada uma das estruturas foi efetuada a modelação numérica de forma a avaliar a influência de alguns fatores nos principais problemas estruturais que se colocam aos pavimentos semirrígidos e que são a fadiga por tração da camada de solo tratado com cimento, conducente a fendilhamento, e a deformação permanente ao nível da fundação do pavimento. Foi considerado ainda o fenómeno de fadiga por tração da camada de misturas betuminosas, que pode existir nos casos em que esta camada apresente maior espessura. Assim, a análise de resultados na modelação numérica foi estabelecida para as tensões e extensões associadas aos principais critérios de dimensionamento dos pavimentos semirrígidos (estados limites últimos) já referidos anteriormente a propósito dos resultados apresentados no Quadro 2:

- Critério de fadiga na camada de misturas betuminosas, utilizando a máxima extensão horizontal de tração na base da camada (ϵ_t).
- Critério de fadiga na camada de solo tratado com cimento, através da máxima tensão horizontal de tração na base da camada (σ_t).
- Critério de deformações permanentes na fundação, com base na máxima extensão vertical de compressão no topo da fundação, no Pavimento P1 (Figura 1a), ou da camada de sub-base, no Pavimento P2 (Figura 1b) (ϵ_z).

Com base nestes critérios, procurou-se avaliar a influência da rigidez da camada de misturas betuminosas e da existência de fendas na camada de solo tratado com cimento no comportamento estrutural dos pavimentos selecionados neste estudo (Figura 1). Com efeito, estes são os principais fatores que se podem colocar à conceção e dimensionamento de pavimentos semirrígidos e que se procurou analisar neste artigo. A análise do efeito da existência de fendas foi efetuada a dois níveis: fendas apenas na camada de solo tratado com cimento; fendas quer na camada de solo tratado com cimento quer também na camada de misturas betuminosas devido ao fenómeno de reflexão. Em qualquer caso, a consideração da presença de fenda foi modelada de forma simplificada. Na realidade, em pavimentos semirrígidos, o fenómeno de fendilhamento é mais generalizado e progressivo ao longo do tempo.

3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 – Influência do modelo de análise estrutural

A decisão pela utilização do modelo 2D ou 3D é também importante pelo impacto computacional que pode ter, em detrimento de se obter informação adicional considerada relevante para o estudo em causa. Na Figura 3 são apresentados resultados da modelação 2D e 3D para ambas as estruturas de pavimento em análise (Figura 1): modelo 2D do Pavimento P1 (P1_2D); modelo 3D do Pavimento P1 (P1_3D); modelo 2D do Pavimento P2 (P2_2D); modelo 3D do Pavimento P2 (P2_3D). A figura mostra, em função do número de graus de liberdade considerados na modelação, a evolução dos resultados obtidos para a extensão horizontal por tração na base da camada de misturas betuminosas (Figura 3a), para a tensão horizontal na base da camada de solo tratado com cimento (Figura 3b) e para a extensão vertical no topo da fundação (Figura 3c).

Os resultados obtidos com as várias malhas 2D mostram que em geral a partir da terceira discretização os valores convergiram e que um maior número de graus de liberdade na malha não conduziu a melhores resultados. É também visível que as malhas com elementos 3D envolvem um número muito superior de graus de liberdade, o que torna as análises consideravelmente mais pesadas do ponto de vista computacional. No caso do modelo 3D é ainda possível observar uma convergência mais lenta que no caso do modelo 2D. De notar que na Figura 3a se observa um comportamento não esperado na modelação tridimensional com a malha mais refinada. Em geral, mesmo para as malhas tridimensionais envolvendo um maior número de graus de liberdade, verificou-se que a solução ainda não convergiu. Se tivessem sido consideradas malhas com um número crescente de graus de liberdade, teria sido possível melhores resultados. Essas malhas não foram consideradas nas análises subsequentes, não só porque os modelos daí resultantes ficariam demasiado pesados do ponto de vista computacional, como também porque os resultados obtidos já foram suficientemente próximos dos resultantes do modelo 2D (ainda que com valor ligeiramente superior). Esta conclusão reforça a vantagem de se considerar sempre que possível o modelo 2D na análise de estruturas de pavimentos. A modelação tridimensional só se justificará em princípio quando se pretenderem considerar efeitos que não podem ser adequadamente simulados com modelos bidimensionais (caso da existência de fendilhamento) ou quando se deixam de verificar as condições que permitem a adoção das hipóteses simplificativas que estão na base da construção de modelos 2D (como por exemplo a existência de axissimetria).

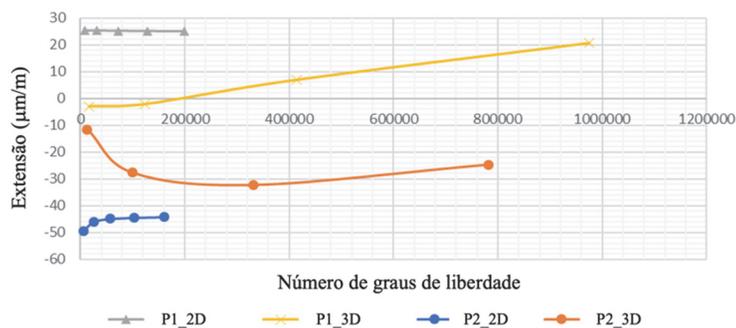
3.2 – Influência da rigidez global do pavimento

Tal como já foi referido, umas das medidas para retardar o fenómeno da reflexão de fendas da camada de solo tratado com cimento para a camada de misturas betuminosas é aumentar a espessura da camada superior. Tal medida resulta necessariamente num aumento da rigidez global da estrutura do pavimento com impacto no seu comportamento estrutural. É este o caso do Pavimento P1 onde é maior a espessura da camada de misturas betuminosas, por oposição ao Pavimento P2 (Figura 1).

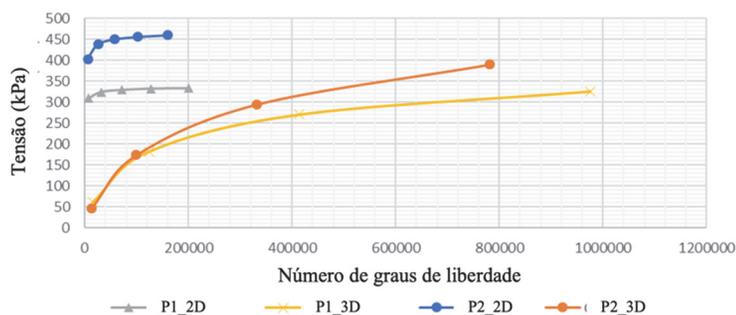
Os resultados do Quadro 2 obtidos por modelos 2D já permitiram constatar que os pavimentos, embora concebidos para atender a condições de tráfego e de fundação equivalentes, apresentam comportamento estrutural diferente. Pela maior espessura da camada superior em misturas betuminosas, o Pavimento P1 já apresentou extensões horizontais de tração na base dessa camada (ϵ_t), embora ainda de valor bastante reduzido para dar relevância ao critério de fadiga das misturas betuminosas. No caso do Pavimento P2, a menor espessura da camada de misturas betuminosas apenas permitiu obter extensões de compressão. Também se constatou que a tensão horizontal de tração na base da camada de solo tratado com cimento (σ_t) e a extensão vertical de compressão no topo da fundação (ϵ_z) foram menores para o Pavimento P1.

Para aprofundar a influência da rigidez global do pavimento, procedeu-se à modelação 3D fazendo variar apenas o módulo de deformabilidade da camada de misturas betuminosas: hipóteses

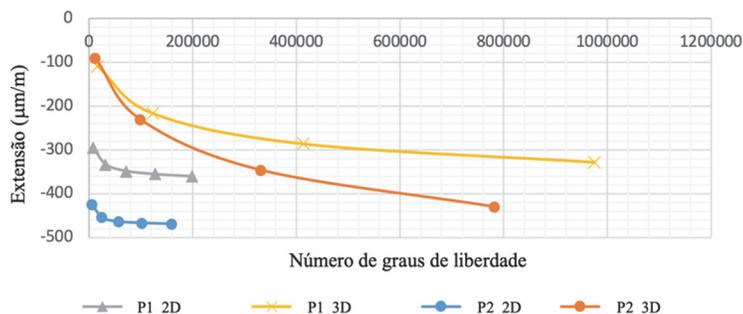
A e B (Quadro 1). A Figura 4 apresenta os resultados obtidos para a extensão horizontal por tração na base da camada de misturas betuminosas (Figura 4a), para a tensão horizontal na base da camada de solo tratado com cimento (Figura 4b) e para a extensão vertical no topo da fundação (Figura 4c). A legenda da figura é a seguinte: P1_A e P1_B correspondem ao Pavimento P1 com módulo de deformabilidade de 1000 MPa (Hipótese A) e 4000 MPa (Hipótese B), respectivamente; P2_A e P2_B correspondem ao Pavimento P2 com módulo de deformabilidade de 1000 MPa (Hipótese A) e 4000 MPa (Hipótese B), respectivamente.



a) Máxima extensão horizontal de tração na camada de misturas betuminosas

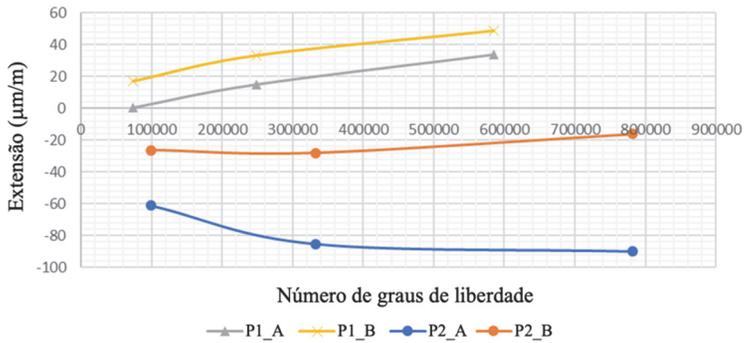


b) Máxima tensão horizontal de tração na camada de solo tratado com cimento

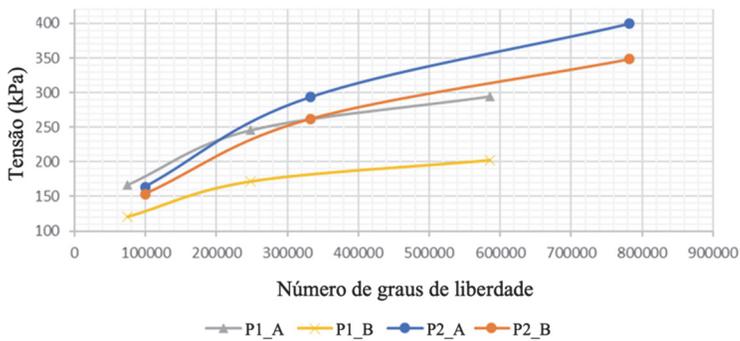


c) Máxima extensão vertical de compressão no topo da fundação

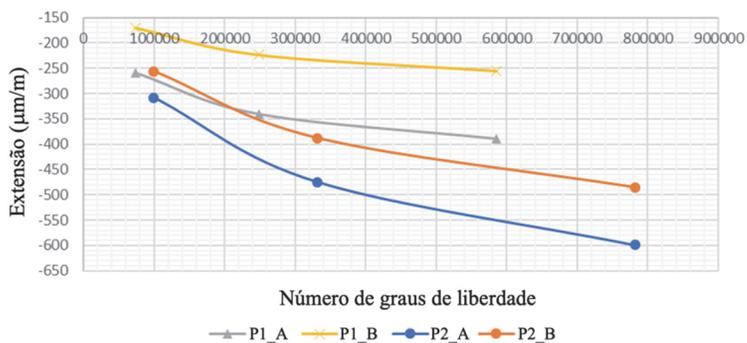
Fig. 3 – Comparação dos modelos de elementos finitos 2D e 3D.



a) Máxima extensão horizontal de tração na camada de misturas betuminosas



b) Máxima tensão horizontal de tração na camada de solo tratado com cimento



c) Máxima extensão vertical de compressão no topo da fundação

Fig. 4 – Influência da rigidez global do pavimento.

Em geral foi possível constatar que a extensão na base da camada de misturas betuminosas foi mais crítica no Pavimento P1. No caso do Pavimento P2, como a camada de misturas betuminosas tem espessura menor, confirmou-se que apenas foram mobilizadas extensões de compressão. Foi ainda possível concluir que no caso do Pavimento P1, a extensão horizontal foi maior na estrutura com um módulo de deformabilidade maior, enquanto no Pavimento P2 aconteceu um

comportamento contrário. Igualmente se verificou que para pavimentos diferentes, mas com módulos de deformabilidade idênticos, a tensão de tração na camada de solo tratado com cimento e a extensão vertical na fundação foram maiores no Pavimento P2 por este apresentar uma espessura da camada de misturas betuminosas menor. Ainda para o mesmo tipo de pavimento, mas com módulos de deformabilidade diferentes, verificou-se que é a estrutura de pavimento com menor módulo de deformabilidade que apresenta tensão de tração na camada de solo tratado com cimento e extensão vertical na fundação maiores, pela razão da estrutura de pavimento ser globalmente mais deformável.

3.3 – Influência de fendas na camada de solo tratado com cimento

De forma a estudar a influência de fendas induzidas na camada de solo tratado com cimento no comportamento estrutural dos pavimentos, com eventual reflexão na camada superior de misturas betuminosas, através da modelação 3D procedeu-se à avaliação das linhas de influência das três grandezas associadas aos critérios de dimensionamento – máxima extensão horizontal de tração na base da camada de misturas betuminosas, máxima tensão horizontal na base da camada de solo tratado com cimento e máxima extensão vertical no topo da fundação – para localizações a meio vão entre fendas (zona afastada da fenda) e a 0,50 m de distância da fenda (zona próxima da fenda). Estas linhas de influência foram estabelecidas para uma carga equivalente ao eixo padrão de 80 kN em movimento. Admitiu-se um espaçamento de 5 m entre as fendas.

Em síntese, procedeu-se ao traçado das linhas de influência para as seguintes três situações de existência de fendas nas camadas dos dois tipos de pavimentos (Figura 1):

- Pavimento de camadas contínuas (sem fendas).
- Pavimento de camada descontínua de solo tratado com cimento (com fendas), e camada contínua de misturas betuminosas (sem reflexão de fendas).
- Pavimento de camada descontínua de solo tratado com cimento (com fendas), e camada descontínua de misturas betuminosas (com reflexão de fendas).

Seguidamente, são apresentados e analisados os resultados das linhas de influência para as situações descritas anteriormente e com o objetivo de analisar o comportamento estrutural do pavimento em zona afastada da fenda e em zona próxima da fenda.

3.3.1 – Comportamento em zona afastada da fenda

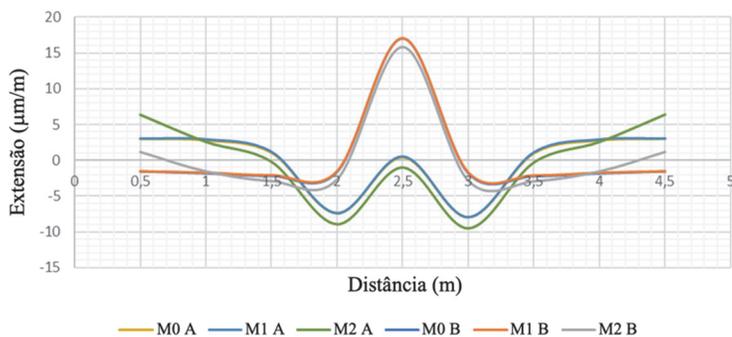
As Figuras 5 e 6 mostram as linhas de influência para zona a meio vão entre fendas – zona afastada da fenda – para ambas estruturas de pavimento em análise (Figura 1): linhas de influência do Pavimento P1 (Figura 5) e linhas de influência do Pavimento P2 (Figura 6).

As linhas de influência foram estabelecidas para as várias grandezas em análise: máxima extensão horizontal de tração na base da camada de misturas betuminosas (Figura 5a e 6a), máxima tensão horizontal na base da camada de solo tratado com cimento (Figuras 5b e 6b) e máxima extensão vertical no topo da fundação (Figuras 5c e 6c). Para cada pavimento foi considerado para a camada de misturas betuminosas os módulos de deformabilidade de 1000 MPa e 4000 MPa (hipóteses A e B do Quadro 1, respetivamente).

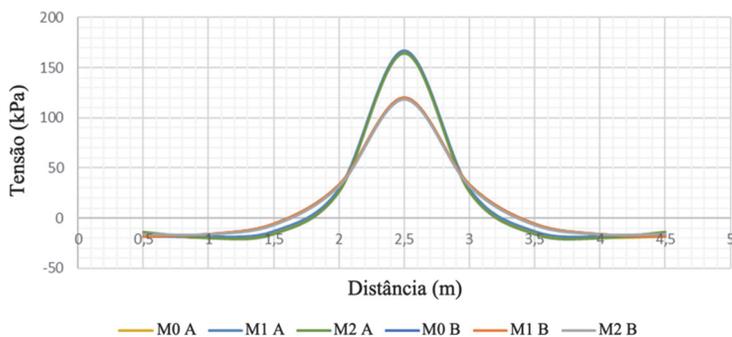
Para a modelação da camada de misturas betuminosas com módulo de deformabilidade de 1000 MPa foram utilizadas as seguintes condições e notações nas Figuras 5 e 6:

- Pavimento de camadas contínuas (sem fendas): M0 A, no caso do Pavimento P1; C0 A no caso do Pavimento P2.
- Pavimento de camada descontínua de solo tratado com cimento (com fendas), e camada contínua de misturas betuminosas (sem reflexão de fendas): M1 A, no caso do Pavimento P1; C1 A no caso do Pavimento P2.

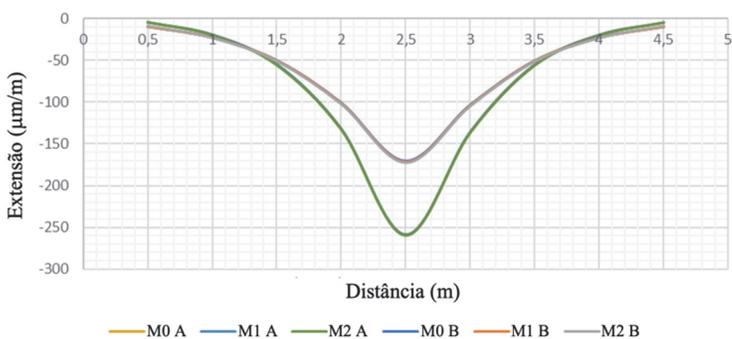
- Pavimento de camada descontínua de solo tratado com cimento (com fendas), e camada descontínua de misturas betuminosas (com reflexão de fendas): M2 A, no caso do Pavimento P1; C2 A no caso do Pavimento P2.



a) Máxima extensão horizontal de tração na camada de misturas betuminosas

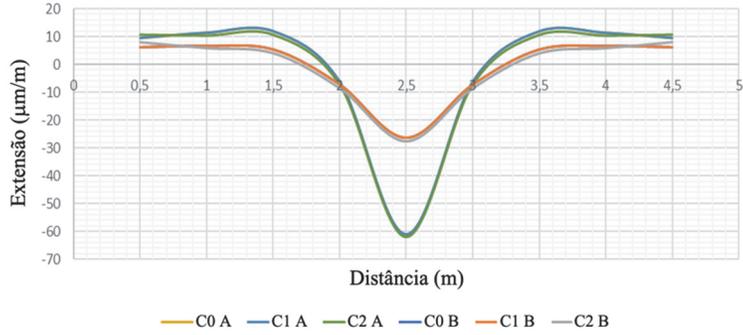


b) Máxima tensão horizontal de tração na camada de solo tratado com cimento

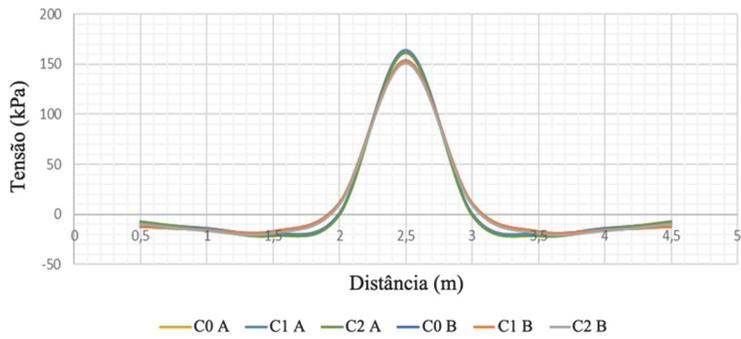


c) Máxima extensão vertical de compressão no topo da fundação

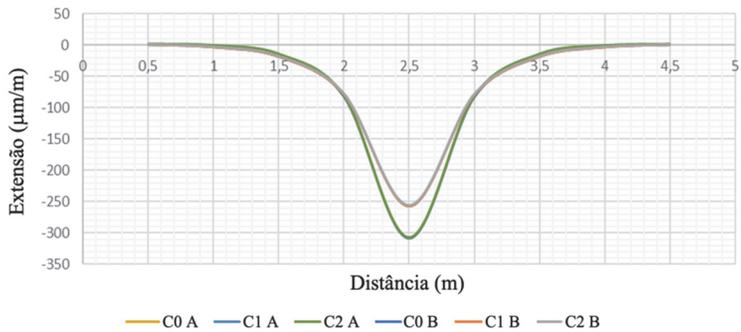
Fig. 5 – Linhas de influência em zona afastada da fenda no Pavimento P1.



a) Máxima extensão horizontal de tração na camada de misturas betuminosas



b) Máxima tensão horizontal de tração na camada de solo tratado com cimento



c) Máxima extensão vertical de compressão no topo da fundação

Fig. 6 – Linhas de influência em zona afastada da fenda no Pavimento P2.

De forma semelhante, para a modelação da camada de misturas betuminosas com módulo de deformabilidade de 4000 MPa foram utilizadas as seguintes condições e notações:

- Pavimento de camadas contínuas (sem fendas): M0 B, no caso do Pavimento P1; C0 B no caso do Pavimento P2.

- Pavimento de camada descontínua de solo tratado com cimento (com fendas), e camada contínua de misturas betuminosas (sem reflexão de fendas): M1 B, no caso do Pavimento P1; C1 B no caso do Pavimento P2.
- Pavimento de camada descontínua de solo tratado com cimento (com fendas), e camada descontínua de misturas betuminosas (com reflexão de fendas): M2 B, no caso do Pavimento P1; C2 B no caso do Pavimento P2.

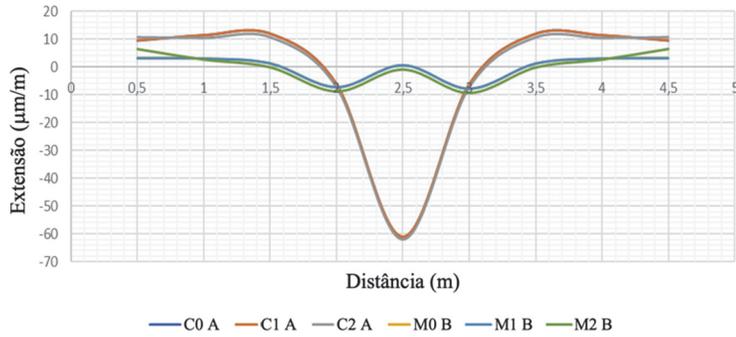
Em geral, da análise do comportamento estrutural ilustrado nos gráficos das Figuras 5 e 6 é possível concluir que, para o mesmo modo de deformabilidade, as linhas de influência são praticamente coincidentes para as três situações analisadas de existência de fendilhamento na camada de solo tratado com cimento e na camada de misturas betuminosas. Isto significa que, nesta zona a influência das fendas não se faz sentir. Este comportamento é expectável, uma vez que as grandezas estão a ser medidas numa zona da estrutura do pavimento suficientemente afastada da zona da fenda. A análise dos mesmos gráficos permite ainda constatar que as extensões e tensão a meio vão são maiores quando o módulo de deformabilidade da camada de misturas betuminosas é menor, uma vez que corresponde a um pavimento mais deformável. De notar que essa diferença de comportamento foi atenuada no Pavimento P2 devido à menor espessura da camada de misturas betuminosas, sobretudo para os casos da tensão na base da camada de solo tratado com cimento e da extensão no topo da fundação (Figura 6). No caso do Pavimento P1, a existência de fendas, quer só na camada de solo tratados com cimento quer também quando refletidas para a camada de misturas betuminosas, tem influência na extensão horizontal na base da camada de misturas betuminosa do pavimento a meio vão, tal como se pode confirmar pela análise da Figura 5a. Esta figura mostra que quando se consideram módulos deformabilidade diferentes, a extensão horizontal pode ser de tração (sinal positivo) ou de compressão (sinal negativo), conforme se adotem módulos de deformabilidade de 1000 MPa ou de 4000 MPa, respetivamente.

A Figura 7 apresenta a comparação das linhas de influência para o o Pavimento P1 e o Pavimento P2 (a legenda desta figura é igual à descrita para as Figuras 5 e 6). Para a análise foi utilizado em todos os casos o mesmo módulo de deformabilidade na camada de misturas betuminosas com um valor igual a 1000 MPa. Nos casos da tensão horizontal de tração na camada de solo tratado com cimento (Figura 7b) e da extensão vertical de compressão no topo da fundação (Figura 7c) os comportamentos foram muito similares entre os dois pavimentos. No caso da extensão horizontal de tração na camada de misturas betuminosas (Figura 7a) é possível observar maiores diferenças pois, sendo o módulo de deformabilidade igual, a espessura da camada de misturas betuminosas do Pavimento P1 é significativamente superior. Para este pavimento e quando a carga se encontra a meio vão, a extensão é sempre de tração e atinge o valor máximo.

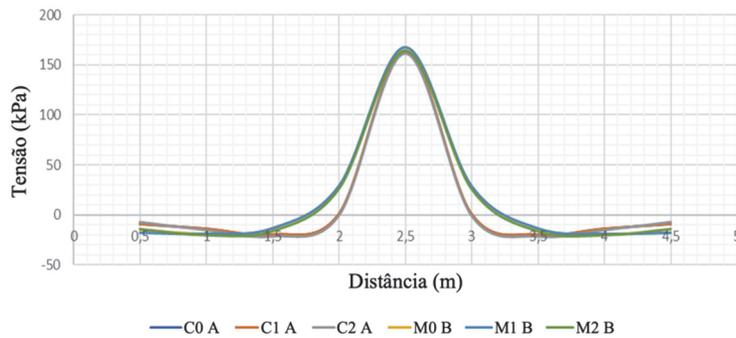
De forma global, é possível concluir que, em geral, os valores das extensões e tensão foram pouco afetados pela existência de fendas induzidas na camada de solo tratado com cimento, mesmo quando elas são refletidas para a camada superiores de misturas betuminosas. Este é um resultado já expectável, tendo em conta que estas as grandezas foram medidas em locais afastados das fendas. Para esses locais, a simplificação da consideração de camadas contínuas e íntegras (sem fendas), como é corrente no dimensionamento de pavimentos semirrígidos, é uma aproximação razoável.

3.3.2 – Comportamento em zona próxima da fenda

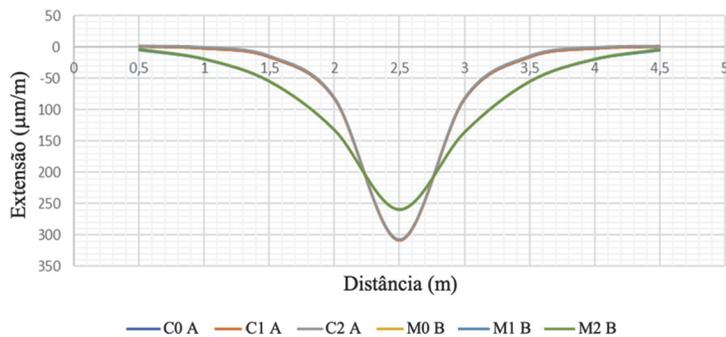
Para a situação em que se procurou analisar as linhas de influência em zona próxima da fenda (por constrangimentos da modelação numérica essa zona localiza-se à distância de 0,50 m), foi adotada uma análise em tudo semelhante à descrita para o caso da análise do comportamento em zona afastada da fenda (secção 3.3.1). Primeiramente foram analisadas as linhas de influência para as duas estruturas de pavimento (Pavimento P1 e Pavimento P2), considerando os critérios de dimensionamento em análise nas várias camadas. Seguidamente, procedeu-se à comparação das linhas de influência para os dois pavimentos admitindo também um módulo de deformabilidade para a camada de misturas betuminosas igual a 1000 MPa.



a) Máxima extensão horizontal de tração na camada de misturas betuminosas



b) Máxima tensão horizontal de tração na camada de solo tratado com cimento

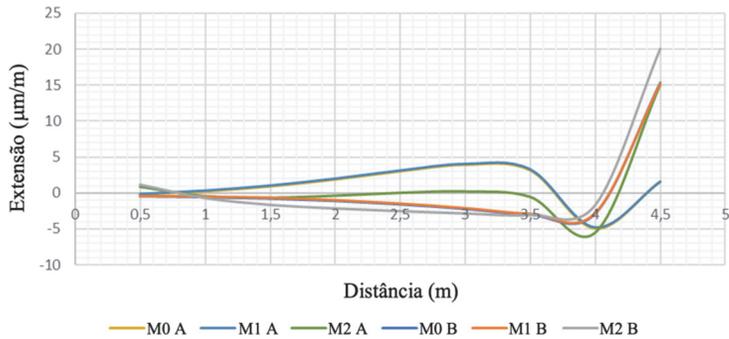


c) Máxima extensão vertical de compressão no topo da fundação

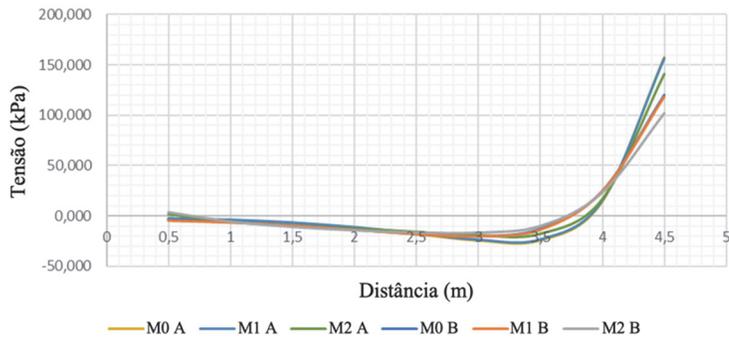
Fig. 7 – Comparação das linhas de influência em zona afastada da fenda entre pavimentos.

As Figuras 8 e 9 mostram as linhas de influência em zona próxima da fenda para as duas estruturas de pavimento: Pavimento P1 (Figura 8) e Pavimento P2 (Figura 9). Igualmente, as linhas de influência foram traçadas para as grandezas em análise: máxima extensão horizontal de tração na base da camada de misturas betuminosas (Figuras 8a e 9a), máxima tensão horizontal na base da camada de solo tratado com cimento (Figuras 8b e 9b) e máxima extensão vertical no topo da

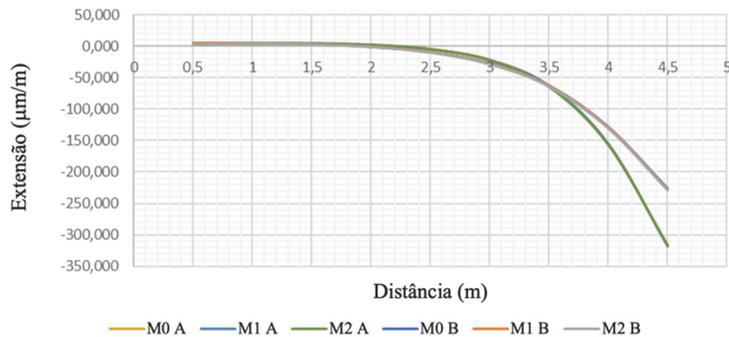
fundação (Figuras 8c e 9c). Da mesma forma, foram considerados os módulos de deformabilidade de 4000 MPa e de 1000 MPa para a camada de misturas betuminosas, correspondentes às hipóteses A e B apresentadas no Quadro 1, respetivamente. A legenda desta figura é igual à descrita para as Figuras 5 e 6 da secção 3.3.1.



a) Máxima extensão horizontal de tração na camada de misturas betuminosas

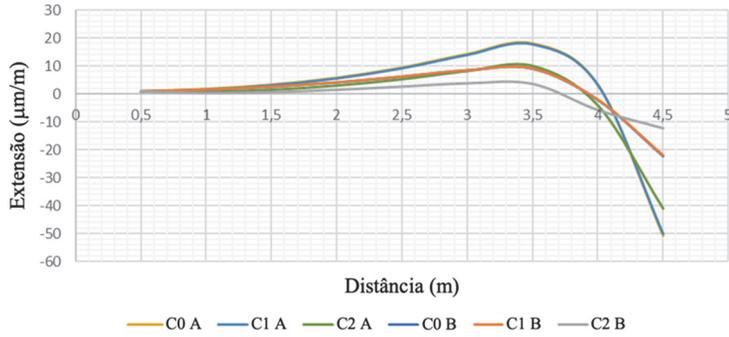


b) Máxima tensão horizontal de tração na camada de solo tratado com cimento

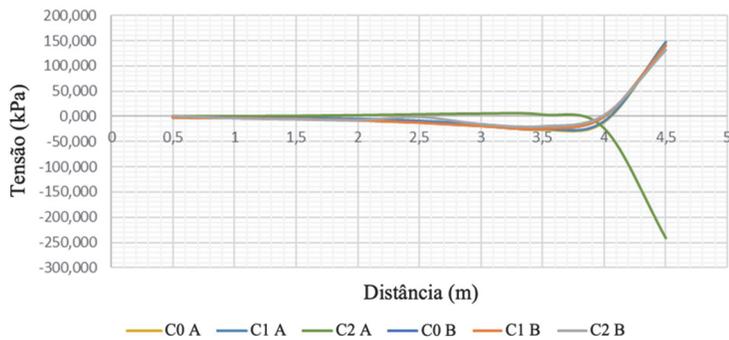


c) Máxima extensão vertical de compressão no topo da fundação

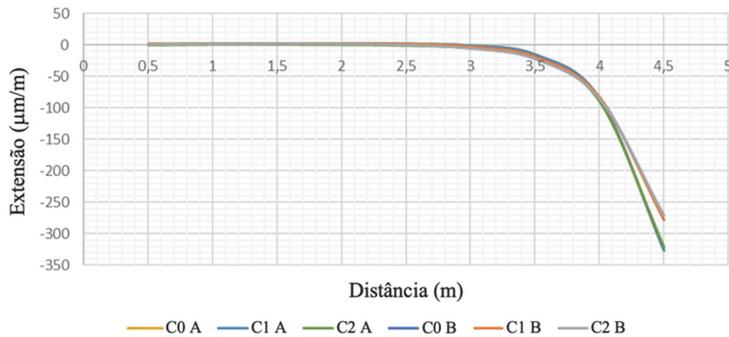
Fig. 8 – Linhas de influência em zona próxima da fenda no Pavimento P1.



a) Máxima extensão horizontal de tração na camada de misturas betuminosas



b) Máxima tensão horizontal de tração na camada de solo tratado com cimento



c) Máxima extensão vertical de compressão no topo da fundação

Fig. 9 – Linhas de influência em zona próxima da fenda no Pavimento P2.

O comportamento evidenciado para a zona próxima da fenda foi similar para ambos os pavimentos e para as várias condições estudadas. Em geral, as linhas de influência não são muito diferentes. Isto significa que a existência de fendas não teve uma influência significativa no

comportamento estrutural dos pavimentos, considerando os diferentes valores de módulo de deformabilidade da camada de misturas betuminosas. Também neste caso é possível observar que a extensão vertical de compressão no topo da fundação e a tensão horizontal de tração na camada de solo tratado com cimento apresentaram maiores valores para o pavimento com menor módulo de deformabilidade da camada de misturas betuminosas (Figuras 8b, 8c, 9b e 9c). Relativamente à extensão horizontal de tração na camada de misturas betuminosas, como seria de esperar, verificou-se que se obteve os maiores valores no caso dos pavimentos com maior módulo de deformabilidade (Figuras 8a e 9a).

A Figura 10 permite comparar as linhas de influência para os dois pavimentos (a legenda desta figura é também igual à descrita anteriormente para as Figuras 5 e 6) quando se considerou para a camada de misturas betuminosas um módulo de deformabilidade igual a 1000 MPa. Os resultados foram semelhantes para a extensão vertical de compressão no topo da fundação, mas ligeiramente superiores no Pavimento P1 (Figura 10c). De notar a particularidade de não ocorrerem tensões horizontais de tração na camada de solo tratado com cimento do Pavimento P2 para o caso de camada descontínua de solo tratado com cimento (com fendas) e camada descontínua de misturas betuminosas (com reflexão de fendas) (Figura 10b). Também as máximas extensões horizontais de tração na camada de misturas betuminosas ocorreram no Pavimento P1 com a camada descontínua de solo tratado com cimento (com fendas) e camada descontínua de misturas betuminosas (com reflexão de fendas) (Figura 10a).

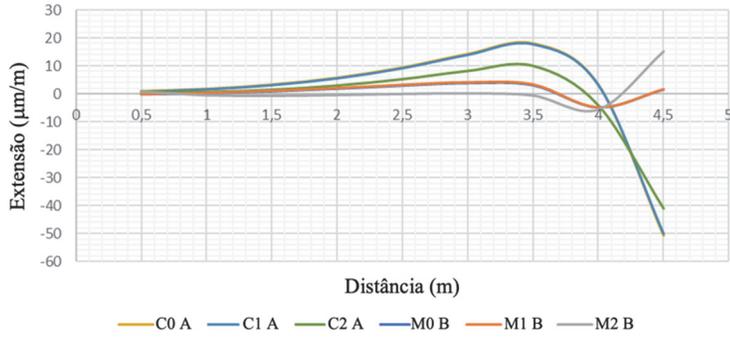
4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O artigo abordou o comportamento de solos tratados com cimento em camada de base de pavimentos semirrígidos, nomeadamente a influência da espessura da camada superior de misturas betuminosas e da existência de fendas no comportamento estrutural.

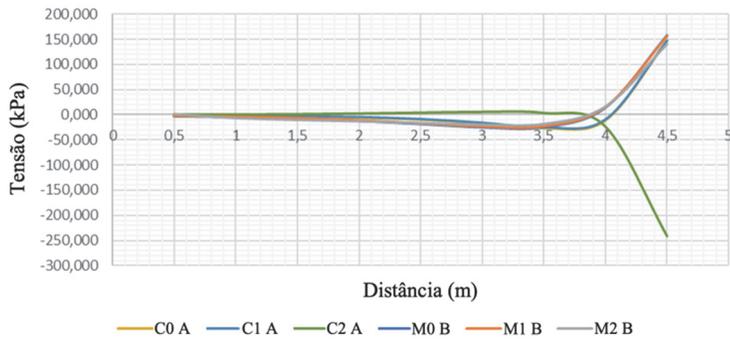
Procedeu-se a uma análise numérica pelo método dos elementos finitos, com base na utilização do programa ADINA, em modelações bidimensionais (2D) e tridimensionais (3D) de duas estruturas de pavimento concebidas de acordo com as metodologias Portuguesa e Francesa para países tropicais para condições equivalentes de fundação e tráfego. Estas estruturas são constituídas por camada de base em solo tratado com cimento e por camada superior em misturas betuminosas. O estudo comparativo das situações analisadas foi efetuado para os estados de tensão e extensão nas estruturas de pavimento: extensão horizontal de tração na camada de misturas betuminosas; tensão horizontal de tração na camada de solo tratado com cimento; e extensão vertical de compressão no topo da fundação. Estas extensões e tensão são correntemente utilizadas no dimensionamento dos pavimentos semirrígidos por estarem associadas aos critérios de fadiga (nas camadas de materiais ligados) e de deformações permanentes (ao nível da fundação do pavimento).

O estudo realizado permitiu confirmar a vantagem computacional de se considerarem modelos 2D na análise de estruturas de pavimentos, sempre que tal seja possível. Com efeito, a maior vantagem da utilização de modelos 2D é a possibilidade de se obterem resultados aceitáveis com malhas envolvendo discretizações com número muito inferior de graus de liberdade quando comparado com malhas de elementos finitos tridimensionais. Por esta razão, o esforço computacional associado a modelos 2D é previsivelmente muito inferior ao associado a modelos 3D. A modelação 3D pode ser justificável quando se pretendem considerar efeitos que não podem ser adequadamente simulados com modelos 2D (como é o caso do fendilhamento) ou quando se deixam de verificar as condições que permitem a adoção das hipóteses simplificativas que estão na base da construção dos modelos 2D. O presente estudo mostrou que a vantagem da modelação 3D foi a simulação da existência de fendas nas camadas do pavimento (efeito ainda não explorado) e o efeito da passagem de um carregamento móvel à superfície.

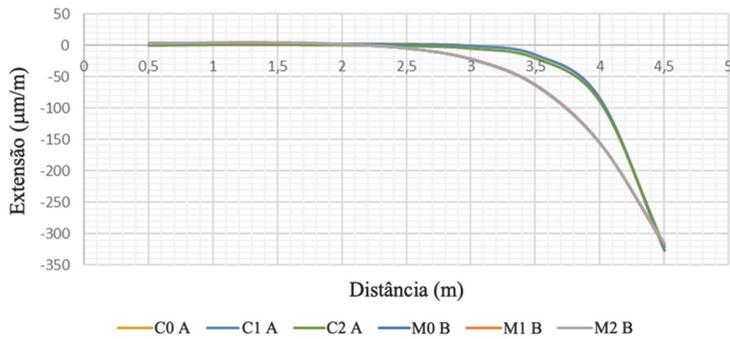
Na análise dos pavimentos com deformabilidade diferente foi observado que, em geral, a extensão vertical de compressão no topo da fundação foi sempre menor no pavimento com maior espessura de camada de misturas betuminosas, favorecendo o critério da deformação permanente.



a) Máxima extensão horizontal de tração na camada de misturas betuminosas



b) Máxima tensão horizontal de tração na camada de solo tratado com cimento



c) Máxima extensão vertical de compressão no topo da fundação

Fig. 10 – Comparação das linhas de influência em zona próxima da fenda entre pavimentos.

Em relação ao critério de fadiga das camadas betuminosas, constatou-se que foi para o pavimento com maior espessura das misturas betuminosas que foi possível mobilizar extensões de tração. Se a isto acrescer um módulo de deformabilidade maior das misturas betuminosas, o efeito pode ser agravado pois as extensões de tração serão também maiores. No caso do critério de fadiga

na camada de solo tratado com cimento, constatou-se que a tensão de tração foi maior no pavimento com camada de misturas betuminosas menos espessa. Se o módulo de deformabilidade das misturas betuminosas for menor, então pode ser maior a tensão de tração na base da camada de solo tratado com cimento devido à maior deformabilidade global da estrutura do pavimento.

No âmbito do estudo das linhas de influência dos estados de deformação e tensão associados aos critérios de dimensionamento dos pavimentos semirrígidos e mobilizados por carga em movimento, foram estudados diferentes casos. As linhas de influência foram avaliadas para duas zonas distintas: (a) zona afastada da fenda; (b) zona na proximidade da fenda. Foram ainda objeto de análise três outras situações: (1) pavimento de camadas contínuas (sem fendas); (2) pavimento de camada descontínua de solo tratado com cimento (com fendas), e camada contínua de misturas betuminosas (sem reflexão de fendas); (3) pavimento de camada descontínua de solo tratado com cimento (com fendas), e camada descontínua de misturas betuminosas (com reflexão de fendas).

Na análise em zona afastada da fenda, constatou-se que o comportamento estrutural do pavimento não foi influenciado pela existência da fenda uma vez que é uma zona suficientemente distante do local da fenda. Foi ainda constatado que no caso das estruturas de pavimento com diferentes módulos de deformabilidade da camada de misturas betuminosas, os valores que se obtiveram para as extensões foram maiores no caso em que o módulo de deformabilidade da camada de mistura betuminosa é menor. Na zona da proximidade da fenda, foi observado que as soluções obtidas com o pavimento de maior espessura da camada de misturas betuminosas foram semelhantes às obtidas no caso dessa mesma espessura ser menor. Também neste caso a extensão vertical na fundação e a tensão horizontal na camada de solo tratado com cimento apresentaram maiores valores para o caso de menor módulo de deformabilidade das misturas betuminosas. Já para a extensão horizontal na camada de misturas betuminosas verificou-se, que foi para o caso do pavimento com maior módulo de deformabilidade que os valores obtidos foram maiores.

O comportamento evidenciado no cenário de existência de fendas mostra que para uma dada estrutura de pavimento se pode ter uma redução da sua vida útil. Ao contrário do que se passa nos pavimentos rígidos (pavimentos de betão), as metodologias correntemente utilizadas no dimensionamento de pavimentos semirrígidos são baseados em modelos 2D (método das diferenças finitas aplicado a um sistema estratificado de múltiplas camadas), tal como nos pavimentos flexíveis, que não permitem considerar a presença de fendas.

Futuramente poderá ser interessante efetuar modelações numéricas com modelos dos materiais de pavimentação diferentes do comportamento elástico linear, como é o caso das misturas betuminosas que tendem a exibir comportamentos mais complexos atendendo à sua viscosidade. O estudo apresentado considerou o modelo de ligação perfeita entre camadas. Assim, para melhor modelar o comportamento do pavimento, também poderá ser importante considerar a hipótese de existir escorregamento e/ou descolamento entre camadas, nomeadamente no contacto com a camada de solo tratado com cimento, que ao ser incluída no modelo de elementos finitos pode obrigar a definir relações constitutivas mais adequadas à modelação da ligação entre camadas adjacentes.

5 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) por meio do financiamento UIDB/04625/2020 da unidade de investigação CERIS – Centro de Investigação e Inovação em Engenharia Civil para a Sustentabilidade (<https://ceris.pt>).

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADINA (2023). <http://www.adina.com>, consultado em março de 2023.

- Antunes, M. L.; Marecos, V.; Neves, J.; Morgado, J. (2016). *Decision to pavement solutions in road infrastructures based on life-cycle assessment*. The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering, 11(1), pp. 43-52, <https://doi.org/10.3846/bjrbe.2016.05>.
- Branco, F.; Pereira, P.; Picado-Santos, L. (2023). *Pavimentos Rodoviários*. Edições Almedina, Coimbra, Portugal, ISBN: 9789724026480, 388 p.
- CEBTP (1984). *Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux*. Centre Expérimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics, Ministère des Relations Extérieures Coopération et Développement, République Française, ISBN-2-11-084811-1, 157 p.
- CEN (2013). EN 14227-1 – *Hydraulically bound mixtures. Specifications. Cement bound granular mixtures*. European Committee for Standardisation, Brussels.
- CEN (2015). EN 14227-15 – *Hydraulically bound mixtures. Specifications. Hydraulically stabilized soils*. European Committee for Standardisation, Brussels.
- Crucho, J.; Picado-Santos, L.; Neves, J. (2022). *Cement-treated pavement layers incorporating construction and demolition waste and coconut fibres: a review*, International Journal of Pavement Engineering, 23(14), pp. 4877-4896, <https://doi.org/10.1080/10298436.2021.1984475>.
- Gomes Correia, A.; Winter, M.G., Puppala, A.J. (2016). *A review of sustainable approaches in transport infrastructure geotechnics*. Transportation Geotechnics, 7, pp. 21-28, <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2016.03.003>.
- Hu, W.; Shu, X.; Huang, B. (2019). *Sustainability innovations in transportation infrastructure: An overview of the special volume on sustainable road paving*. Journal of Cleaner Production, 235, pp. 369-377, <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.06.258>.
- Ikeagwuani, C. C.; Nwonu, D. C. (2019). *Emerging trends in expansive soil stabilisation: A review*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 11(2), pp. 423-440, <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.08.013>.
- JAE (1995). *Manual de conceção de pavimentos para a rede rodoviária nacional*. Ex-Junta Autónoma de Estradas, Almada, Portugal.
- Liu, Y.; Su, P.; Li, M.; You, Z.; Zhao, M. (2020). *Review on evolution and evaluation of asphalt pavement structures and materials*. Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition), 7(5), pp. 573-599, <https://doi.org/10.1016/j.jtte.2020.05.003>.
- Majarrez, F. P. (2013). *Semi-rigid pavement performance and construction techniques for semiarid areas*. Road Materials and Pavement Design, 14(3), pp. 615-637, <https://doi.org/10.1080/14680629.2013.779307>.
- Monteiro, A. (2019). *Modelação numérica do comportamento das camadas de pavimentos rodoviários constituídas por solos tratados com cimento*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal, 70 p.
- Pasetto, M. (2000). *The re-utilisation of discarded building materials in cement-stabilised layers of road and airfield pavements*. Waste Management Series, 1, pp. 548-566, [https://doi.org/10.1016/S0713-2743\(00\)80066-5](https://doi.org/10.1016/S0713-2743(00)80066-5).
- Pasetto, M.; Baldo, N. (2016). *Recycling of waste aggregate in cement bound mixtures for road pavement bases and sub-bases*. Construction and Building Materials, 108, pp. 112-118, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.01.023>.

- Pérez, P.; Agrela, F.; Herrador, R.; Ordoñez, J. (2013). *Application of cement-treated recycled materials in the construction of a section of road in Malaga, Spain*. Construction and Building Materials, 44, pp. 593–599, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.02.034>.
- Plati, C. (2019). *Sustainability factors in pavement materials, design, and preservation strategies: A literature review*. Construction and Building Materials, 211, pp. 539–555, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.242>.
- Shell (1978). *Shell Pavement Design Manual: Asphalt Pavements and Overlays for Road Traffic*. Shell International Petroleum Company, 354 p.
- Stehlik, D.; Dasek, O.; Hyzl, P.; Coufalik, P.; Krcmova, I.; Varaus, M. (2015). *Pavement construction using road waste building material – from a model to reality*. Road Materials and Pavement Design, 16, pp. 314–329, <https://doi.org/10.1080/14680629.2015.1029680>.
- Reis, N. (2009). *Análise estrutural de pavimentos rodoviários – Aplicação a um pavimento reforçado com malha de aço*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal, 101 p.
- Walters, C. E.; Edwards, J. (2009). *Increasing the use of hydraulically bound mixtures in construction*. Final report, WRAP, Banbury.
- Xuan, D.; Houben, L. J. M.; Molenaar, A. A. A.; Shui, Z. (2010). *Cement treated recycled demolition waste as a road base material*. Journal of Wuhan University of Technology-Mater. Sci. Ed., 25(4), pp. 696–699, <https://doi.org/10.1007/s11595-010-0073-4>.

ANÁLISE LIMITE RECORRENDO AO CRITÉRIO DE ROTURA DE MATSUOKA-NAKAI ESTENDIDO EM CONDIÇÕES DE DEFORMAÇÃO PLANA

Limit Analysis using the extended Matsuoka-Nakai yield criterion under plane strain conditions

Mário Vicente da Silva^a, Armando M. S. Nunes Antão^a

^aDepartamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade NOVA de Lisboa

RESUMO – Este artigo apresenta a implementação do critério de rotura de Matsuoka-Nakai Estendido numa formulação de Análise Limite, em condições de deformação plana. A abordagem apresentada é baseada num modelo misto de elementos finitos de três campos e no algoritmo de otimização que se designa por Método de Direção Alternada de Multiplicadores. Para esse propósito, é estabelecida e explorada uma equivalência entre o critério clássico de Mohr-Coulomb e o critério de Matsuoka-Nakai estendido. São apresentadas três aplicações numéricas para testar e ilustrar as capacidades desta abordagem. Os resultados são confrontados com soluções de outros autores ou com dados experimentais.

ABSTRACT – This paper investigates the implementation of the Extended-Matsuoka-Nakai yield criterion on Limit Analysis formulation under plane strain conditions. The current approach is based on a three-field mixed finite element model and the Alternating Direction Method of Multipliers optimization algorithm. For this purpose, an equivalence between the classical Mohr-Coulomb criterion and the Extended-Matsuoka-Nakai is established and explored. Three numerical applications are presented to test and to illustrate the capabilities of this approach. The results are confronted with other authors' solutions or experimental data.

Palavras Chave – análise limite, critério de Matsuoka-Nakai estendido, estado plano de deformação, método de direcção alternada de multiplicadores (MDAM)

Keywords – limit analysis, Extended-Matsuoka-Nakai criterion, plane strain, alternating direction method of multipliers (ADMM)

1 – INTRODUÇÃO

O critério de Mohr-Coulomb (MC) tem sido amplamente utilizado para representar a resistência ao corte dos solos, particularmente quando submetidos a carregamentos em condições drenadas. Apesar da ampla utilização deste critério, o fato de não ter em conta a tensão principal intermédia leva, geralmente, a uma subestimação daquela resistência, quando se utiliza o ângulo de resistência

E-mail: mjvs@fct.unl.pt (M. Vicente da Silva), amna@fct.unl.pt (A. Antão)

ORCID: 0000-0003-0800-6979 (M. Vicente da Silva), 0000-0003-2835-2780 (A. Antão)

ao corte medido em compressão triaxial. Esse é, por exemplo, o caso particular de trajetórias de tensão em condições de deformação plana, facto reconhecido há muito tempo. Por exemplo, Meyerhof (1963) propôs um aumento de 10% no ângulo de resistência ao corte medido em compressão triaxial para ser utilizado em cálculos de capacidade de carga de fundações superficiais, em condições de deformação plana; Green e Bishop (1969) referem que o ângulo de resistência ao corte em deformação plana pode ser até 5° maior do que o medido em ensaios de compressão triaxial.

Desde pelo menos os anos 70 do século passado que vários autores propuseram novos critérios de rotura que levam em consideração a influência da tensão principal intermédia. Devido a este facto, estes critérios promovem uma melhor representação do comportamento de materiais quando submetidos a trajetórias de tensão diferentes das dos ensaios de compressão triaxial.

Entre esses critérios os mais conhecidos são provavelmente os propostos por Matsuoka e Nakai (1974) e Lade e Duncan (1975), que são capazes de aproximar o comportamento do solos solicitados em condições drenadas, quer sejam areias ou argilas (ver, por exemplo, Matsuoka e Nakai (1985) e Lade e Musante (1978)).

Em relação ao campo da Análise Limite, considerando que esses critérios fornecem uma boa aproximação dos resultados da resistência ao corte dos solos determinados experimentalmente, seria de se esperar a existência de trabalhos sobre a estabilidade de estruturas geotécnicas que os utilizem. No entanto, apesar do grande crescimento na produção de trabalhos em Análise Limite sobre os mais variados problemas geotécnicos registado nos últimos anos, não se conhece a utilização dos referidos critérios nesses trabalhos. Considerando as aplicações que utilizam o teorema da Região Superior, nomeadamente as abordagens baseadas em mecanismos de rotura definidos analiticamente, uma explicação plausível pode ser a falta de funções que permitam a determinação da dissipação plástica em materiais governados por esses critérios. No que diz respeito ao teorema da Região Inferior, a justificação pode estar relacionada com a forma da superfície do critério e as consequentes dificuldades em lidar com ela do ponto de vista numérico.

O objetivo do presente trabalho é apresentar a implementação numérica do critério Matsuoka-Nakai estendido (MNE) (Matsuoka et al., 1990) num software de Análise Limite por Elementos Finitos (ALEF) e mostrar a sua validade e aplicabilidade a problemas geotécnicos. O critério MNE resulta da generalização do critério original de Matsuoka-Nakai, de forma a permitir a existência de um valor não nulo de coesão efetiva.

2 – FORMULAÇÃO DE ELEMENTOS FINITOS PARA ANÁLISE LIMITE

Esta secção contém uma breve descrição de uma formulação de Análise Limite por Elementos Finitos desenvolvida pelos autores com base no Método de Direção Alternada de Multiplicadores (MDAM, ou Alternating Direction Method of Multipliers na nomenclatura Inglesa). Para obter uma descrição detalhada o leitor é remetido a trabalhos anteriores (Vicente da Silva e Antão, 2007, 2008; Antão et al., 2012; Vicente da Silva et al., 2020).

É um fato bem conhecido que os teoremas de Análise Limite podem ser exprimidos como problemas de otimização. Para tal, considere-se um sólido com comportamento perfeitamente plástico e plasticidade associada. Sobre esse corpo agem carregamentos que podem ser agrupados em distribuições de forças de massa, b_α , e de tensões nas fronteiras, t_α , que estão sujeitas ao efeito multiplicador de um escalar α . Sobre o corpo agem também uma distribuição de forças de massa, b_0 , e tensões nas fronteiras, b_0 , não afetadas por nenhum multiplicador de qualquer espécie.

Encontrar a solução do problema do teorema da Região Inferior (LB, relativa a Lower Bound na nomenclatura Inglesa) consiste em encontrar o valor máximo do multiplicador α , que não causará o colapso do corpo:

$$\text{maximizar } \alpha \tag{1a}$$

$$\text{sujeito a: } \mathbf{D}\boldsymbol{\sigma} + \alpha\mathbf{b}_\alpha + \mathbf{b}_0 = \mathbf{0} \quad \text{em } \Omega \tag{1b}$$

$$\mathbf{N}\boldsymbol{\sigma} = \alpha\mathbf{t}_\alpha + \mathbf{t}_0 \quad \text{em } \Gamma_\sigma \tag{1c}$$

$$f(\boldsymbol{\sigma}) \leq 0 \tag{1d}$$

Em complementaridade, o problema do teorema da Região Superior (UB, relativa a Upper Bound na nomenclatura Inglesa) da análise de limite procura determinar o menor multiplicador de carga que causará o colapso (ou iminência de colapso) do corpo em questão:

$$\text{minimizar } \alpha(\dot{\mathbf{u}}, \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}) = \int_{\Omega} \mathcal{D}(\dot{\boldsymbol{\varepsilon}})d\Omega - \int_{\Omega} \mathbf{b}_0^T \dot{\mathbf{u}}d\Omega + \int_{\Gamma_\sigma} \mathbf{t}_0^T \dot{\mathbf{u}}d\Gamma_\sigma \tag{2a}$$

$$\text{sujeito a: } \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = \mathbf{D}^* \dot{\mathbf{u}} \quad \text{em } \Omega \tag{2b}$$

$$\mathbf{u} = 0 \quad \text{em } \Gamma_u \tag{2c}$$

$$\int_{\Omega} \mathbf{b}_\alpha^T \dot{\mathbf{u}}d\Omega + \int_{\Gamma_\sigma} \mathbf{t}_\alpha^T \dot{\mathbf{u}}d\Gamma_\sigma = 1 \tag{2d}$$

Nos problemas de otimização 1 e 2, $\boldsymbol{\sigma}$, $\boldsymbol{\varepsilon}$ e \mathbf{u} representam os campos de tensão, deformação plástica e deslocamento, respetivamente; \mathbf{D} é o operador de equilíbrio (adjunto do operador de compatibilidade, \mathbf{D}^*), enquanto que \mathbf{N} coleta as componentes do vetor normal unitário externo ao sólido, associado ao operador de equilíbrio. \mathcal{D} representa a taxa de dissipação de energia plástica por unidade de volume expressa como uma função da taxa de deformação plástica. Nas restrições (1b-1c) e (2b-2c), Ω representa o domínio do sólido, enquanto que Γ_σ e Γ_u denotam as suas fronteiras estática e cinemática, respetivamente.

Por sua vez, o MDAM é um esquema de otimização iterativo capaz de resolver problemas não lineares de programação matemática que podem ser formulados na seguinte forma padrão (Boyd et al., 2011):

$$\text{minimizar } g(\mathbf{x}) + h(\mathbf{z}) \tag{3a}$$

$$\text{sujeito a } \mathbf{A}\mathbf{x} + \mathbf{B}\mathbf{z} = \mathbf{0} \tag{3b}$$

onde \mathbf{x} e \mathbf{z} são as variáveis de decisão primárias e \mathbf{A} e \mathbf{B} são matrizes de transformação linear; $g(\mathbf{x})$ e $h(\mathbf{z})$ são funções de valor estendido, sendo que a primeira geralmente introduz o carácter de não linearidade no problema. O problema de otimização (3) pode ser transformado num problema de ponto de sela sem restrições equivalente, recorrendo ao método dos multiplicadores de Lagrange. Nesse caso, a função objetivo é dada por:

$$\mathcal{L}(\mathbf{x}, \mathbf{z}, \mathbf{y}) = g(\mathbf{x}) + h(\mathbf{z}) + \mathbf{y}^T (\mathbf{A}\mathbf{x} + \mathbf{B}\mathbf{z}) + \frac{\rho}{2} \|\mathbf{A}\mathbf{x} + \mathbf{B}\mathbf{z}\|^2 \tag{4}$$

onde \mathbf{y} denota uma variável de decisão dual suplementar. Além disso, à função Lagrangiana foi acrescentado um termo quadrático de penalidade ponderado por ρ , um parâmetro escalar de penali-

dade. O esquema de solução é resumido no Algoritmo 1, e consiste num procedimento de minimização em duas etapas, onde as variáveis primárias são atualizadas alternadamente. Adicionalmente, esse processo é intercalado pela atualização da variável dual.

Algoritmo 1 Esquema de solução do MDAM

Escolher arbitrariamente \mathbf{z}^0 e \mathbf{y}^0	▷ inicialização
$k \leftarrow 0$	
repetir	
$\mathbf{x}^{k+1} \leftarrow \min_{\mathbf{x}} \mathcal{L}(\mathbf{x}, \mathbf{z}^k, \mathbf{y}^k)$	▷ passo de minimização em \mathbf{x}
$\mathbf{z}^{k+1} \leftarrow \min_{\mathbf{z}} \mathcal{L}(\mathbf{x}^{k+1}, \mathbf{z}, \mathbf{y}^k)$	▷ passo de minimização em \mathbf{z}
$\mathbf{r}_p^{k+1} \leftarrow \mathbf{A}\mathbf{x}^{k+1} + \mathbf{B}\mathbf{z}^{k+1}$	▷ estimativa residual de viabilidade primal
$\mathbf{y}^{k+1} \leftarrow \mathbf{y}^k + \rho \mathbf{r}_p^{k+1}$	▷ atualização da variável dual
$\mathbf{r}_d^{k+1} \leftarrow \rho \mathbf{A}^T \mathbf{B}(\mathbf{z}^{k+1} - \mathbf{z}^k)$	▷ estimativa residual de viabilidade dual
atualização do parâmetro de penalidade ρ	▷ passo opcional
$k \leftarrow k + 1$	
até $\ \mathbf{r}_p^k\ < \text{TOL}_{\text{primal}} \wedge \ \mathbf{r}_d^k\ < \text{TOL}_{\text{dual}}$	▷ critério de paragem

A ideia subjacente por trás da formulação de ALEF apresentada é a de deduzir uma versão discreta dos problemas de análise de limite (1) e (2), definidos sob a forma padrão do MDAM (3), e usar o Algoritmo 1 como ferramenta de otimização.

Em trabalhos anteriores, os autores mostraram que tal formulação pode ser obtida para o problema UB usando um modelo de elemento finito misto de três campos (Vicente da Silva e Antão, 2007; Antão et al., 2012; Vicente da Silva e Antão, 2012). Na presente formulação, as variáveis primais representam os valores de velocidade nodal e taxa de deformação plástica associados às respectivas aproximações. As variáveis duais são valores nodais da aproximação do campo tensorial de tensão. Devido ao facto de múltiplos campos serem aproximados independentemente no domínio dos elementos finitos, a formulação é considerada mista. A implementação em deformação plana emprega elementos triangulares com interpolações quadráticas contínuas para o campo de velocidade e interpolações lineares por elemento para a taxa de deformação e campo de tensão, como mostrado esquematicamente no Quadro 1. Como de costume e em contraste com a interpolação do campo de velocidades, tais aproximações não garantem a continuidade das deformações/tensões entre os elementos.

Mais recentemente, a formulação para o problema LB foi deduzida com base no mesmo método de otimização e explorando conceitos de dualidade (Vicente da Silva et al., 2020). A estratégia implementada faz também uso dum modelo de elemento finito híbrido-misto de três campos. No entanto, na formulação LB, os valores nodais das aproximações dos campos de velocidade e tensão atuam como variáveis primárias, enquanto os valores nodais da aproximação da taxa de deformação plástica correspondem às variáveis duais. Como no elemento UB, ambas as interpolações dos campos tensoriais recorrem a funções lineares no elemento. Por outro lado, a aproximação do campo de velocidades é bastante peculiar: enquanto é adotada uma aproximação de campo de velocidades constante no domínio do elemento, utilizam-se interpolações lineares em cada uma das suas fronteiras, resultando num triângulo de elemento finito não convencional de 7 nós (ver o Quadro 1). Para lidar com este campo de velocidades incoerente, um operador de compatibilidade discreto consistente foi introduzido em Vicente da Silva et al. (2020). Uma vez que o elemento LB utiliza aproximações nas fronteiras e no domínio simultaneamente, esta formulação é também considerada híbrida.

Quadro 1 – Elementos Finitos utilizados

Elemento Finito	Variáveis do MDAM		
	x	z	y
UB (variável nodal)	 (velocidade)	 (taxa de deformação)	 (tensão)
LB (variável nodal)	 (velocidade)	 (taxa de deformação)	 (tensão)

● 2 componentes/nó
○ 3 componentes/nó

Para concluir esta secção, vale a pena mencionar que as formulações apresentadas foram desenvolvidas de forma a produzir aproximações estritas (inferiores ou superiores) da carga de colapso exata.

3 – CRITÉRIO ESTENDIDO DE MATSUOKA-NAKAI

Comece-se por rever brevemente o critério de resistência de Mohr-Coulomb (MC). A sua superfície pode ser escrita em termos de tensões principais na seguinte forma:

$$\sigma_I(1 - \sin(\phi')) - \sigma_{III}(1 + \sin(\phi')) = 2c' \cos(\phi') \quad (5)$$

onde ϕ' denota o ângulo de resistência ao corte e c' é a coesão efetiva do material. As tensões principais são ordenadas de acordo com as suas magnitudes, $\sigma_I \geq \sigma_{II} \geq \sigma_{III}$, sendo as componentes de compressão consideradas positivas.

A expressão (5) pode ser reescrita usando o raio,

$$r = \frac{\sigma_I - \sigma_{III}}{2} \quad (6)$$

e a abcissa do ponto central,

$$C = \frac{\sigma_I + \sigma_{III}}{2} \quad (7)$$

da representação do círculo de Mohr definido por σ_I e σ_{III} . Assim, introduzindo as definições (6) e (7) em (5), resulta em,

$$C + \frac{c'}{\tan(\phi')} = \frac{1}{\sin(\phi')} r \quad (8)$$

No espaço de tensões de Haigh-Westergaard, esta superfície de rotura é representada por uma pirâmide centrada no eixo hidrostático e com uma secção transversal hexagonal irregular. De forma semelhante ao critério de rotura de Tresca, a sua superfície não é continuamente diferenciável (regular) uma vez que a influência da tensão principal intermédia, σ_{II} , não é levada em conta.

O critério de resistência proposto por Matsuoka e Nakai (Matsuoka e Nakai, 1974, 1985) pode ser interpretado como uma generalização do critério de Mohr-Coulomb. Em contraste com a pirâmide hexagonal irregular associada ao critério de MC, a superfície de cedência de MN apresenta uma forma cónica regular (exceto no ápice), que coincide com a superfície puramente friccional do

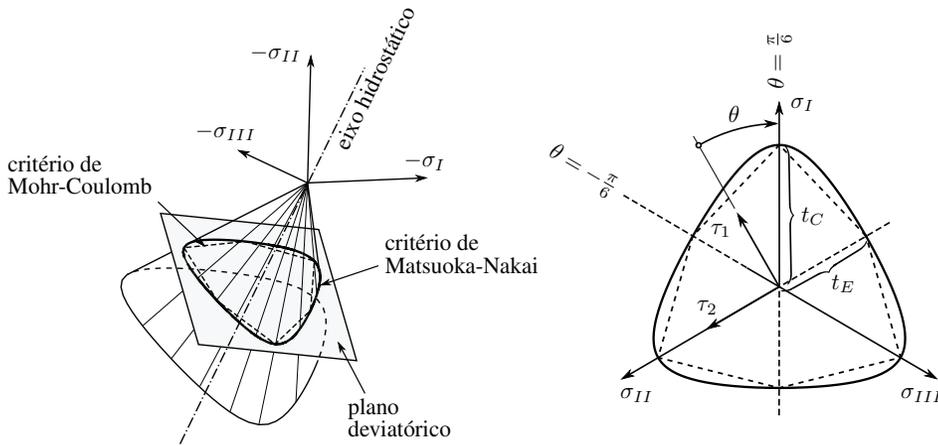


Fig. 1 – Superfícies dos critérios de Matsuoka-Nakai e Mohr-Coulomb.

critério de MC ao longo do ápice e das arestas (ver Figura 1). A função do critério de MN pode ser expressa em termos dos invariantes básicos do tensor das tensões da seguinte forma:

$$f(I_1, I_2, I_3) = I_1 I_2 - K_{MN} I_3 \quad (9)$$

onde K_{MN} é um parâmetro adimensional do material e onde as expressões dos invariantes básicos do tensor de tensão são:

$$I_1 = \sigma_I + \sigma_{II} + \sigma_{III} \quad (10a)$$

$$I_2 = \sigma_I \sigma_{II} + \sigma_{II} \sigma_{III} + \sigma_{III} \sigma_I \quad (10b)$$

$$I_3 = \sigma_I \sigma_{II} \sigma_{III} \quad (10c)$$

Neste ponto, é oportuno introduzir o sistema de coordenadas cilíndricas de Lode (θ, t, s) . Aqui, o eixo s coincide com o eixo da tensão hidrostática, enquanto θ e t representam um ângulo azimutal e a respetiva distância radial no plano deviatórico. Estas coordenadas estão relacionadas com as coordenadas das tensões principais $(\sigma_I, \sigma_{II}, \sigma_{III})$ da seguinte forma:

$$s = \frac{I_1}{\sqrt{3}} \quad (11a)$$

$$t = \sqrt{\frac{(\sigma_I - \sigma_{II})^2 + (\sigma_{II} - \sigma_{III})^2 + (\sigma_{III} - \sigma_I)^2}{3}} \quad (11b)$$

$$\theta = \frac{1}{3} \arcsin \left(\frac{3\sqrt{6}J_3}{t^3} \right) \quad (11c)$$

onde J_3 é o terceiro invariante do tensor das tensões deviatóricas:

$$J_3 = \frac{2}{27} I_1^3 - \frac{1}{3} I_1 I_2 + I_3 \quad (12)$$

Dada a ordenação adotada para as tensões principais, o intervalo do ângulo de Lode é $-\frac{\pi}{6} \leq \theta \leq \frac{\pi}{6}$. Os valores limite de $\theta = -\frac{\pi}{6}$ e $\theta = \frac{\pi}{6}$ correspondem às condições de ensaios triaxiais de extensão

($\sigma_I = \sigma_{II} \geq \sigma_{III}$) e compressão ($\sigma_I \geq \sigma_{II} = \sigma_{III}$) clássicos, respetivamente. De acordo com o critério de MC, os raios deviatóricos de extensão e compressão são,

$$t(\theta = -\frac{\pi}{6}) = t_E = \frac{2\sqrt{2}\sin(\phi')}{3 + \sin(\phi')}s \quad (13a)$$

$$t(\theta = \frac{\pi}{6}) = t_C = \frac{2\sqrt{2}\sin(\phi')}{3 - \sin(\phi')}s \quad (13b)$$

Para calibrar ambos os critérios de modo a que ambos ajustem os dados dos testes triaxiais de compressão, a seguinte igualdade deve ser mantida (Griffiths e Huang, 2009):

$$K_{MN} = \frac{9 - \sin^2(\phi')}{1 - \sin^2(\phi')} \quad (14)$$

Adicionalmente, é conveniente definir um sistema de coordenadas cartesianas adicional (τ_1, τ_2, s) definido pela seguinte transformação linear:

$$\begin{bmatrix} \tau_1 \\ \tau_2 \\ s \end{bmatrix} = R \begin{bmatrix} \sigma_I \\ \sigma_{II} \\ \sigma_{III} \end{bmatrix} \quad (15)$$

com,

$$R = \begin{bmatrix} 1/\sqrt{2} & 0 & -1/\sqrt{2} \\ -1/\sqrt{6} & 2/\sqrt{6} & -1/\sqrt{6} \\ 1/\sqrt{3} & 1/\sqrt{3} & 1/\sqrt{3} \end{bmatrix} \quad (16)$$

onde os versores τ_1 e τ_2 são paralelos ao plano deviatórico (como mostrado na Figura 1). Essas coordenadas deviatóricas (τ_1, τ_2) e as coordenadas de Lode (θ, t) para um determinado ponto de tensão estão relacionadas da seguinte forma:

$$\tau_1 = t \cos(\theta) \quad (17a)$$

$$\tau_2 = -t \sin(\theta) \quad (17b)$$

Finalmente, fazendo uso das coordenadas de Lode, a função do critério MN (9) pode ser reescrita na seguinte forma alternativa:

$$f(\theta, t, s) = -\sqrt{2}K_{MN} \sin(3\theta)t^3 + (3K_{MN} - 9)t^2s + (18 - 2K_{MN})s^3 \quad (18)$$

Embora pensado inicialmente para materiais puramente friccionais, é possível estender o critério de MN para lidar também com materiais apresentando coesão efetiva ou um intercepto de coesão (Matsuoka et al., 1990). A ideia é aplicar uma translação à superfície de critério de MN ao longo do eixo da tensão hidrostática para posicionar o ápice do critério no valor de tensão desejado, $\sigma_0 = c'/\tan(\phi')$. Esta transformação pode ser obtida substituindo nas expressões dos invariantes básicos (10) os valores das tensões principais por tensões equivalentes,

$$\bar{\sigma}_k = \sigma_k - \sigma_0, \quad k = \{I, II, III\} \quad (19)$$

CONDIÇÕES DE DEFORMAÇÃO PLANA

Considerando que a regra da normalidade da deformação plástica é válida, o que significa que o vetor da taxa de deformação plástica, $\dot{\varepsilon}^p$, é normal à superfície da função potencial de fluxo plástico, e assumindo por sua vez que esta função potencial coincide com o critério de cedência, tem-se que:

$$\dot{\varepsilon}^p = \lambda \nabla f \quad (20)$$

onde λ é um escalar positivo ($\lambda \geq 0$) e o gradiente da função definidora do critério de rotura é,

$$\nabla f = \begin{bmatrix} \partial f / \partial \sigma_I \\ \partial f / \partial \sigma_{II} \\ \partial f / \partial \sigma_{III} \end{bmatrix} \quad (21)$$

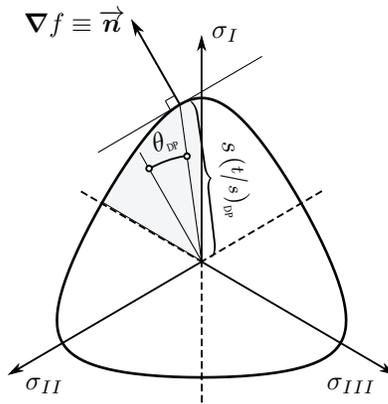


Fig. 2 – Regra da normalidade de escoamento e plasticidade associada para o critério de Matsuoka-Nakai em condições de deformação plana.

Em condições de deformação plana, é necessário evitar a deformação plástica fora do plano em que $\varepsilon = 0$. De uma análise atenta da Figura 2 é possível concluir que para $-\frac{\pi}{6} \leq \theta \leq \frac{\pi}{6}$ esta condição só pode ser satisfeita se a direção fora do plano coincidir com a direção da tensão principal intermédia. A partir da imposição de deformações fora do plano nulas, é necessário que a seguinte equação seja válida:

$$n_{II} = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{II}} = 0 \quad (22)$$

Pode-se assim deduzir a expressão para a componente n_{II} do vetor normal. Levando em consideração (15) e aplicando a regra da derivação da função composta é possível escrever:

$$n_{II} = \frac{\partial f}{\partial \tau_1} \frac{\partial \tau_1}{\partial \sigma_{II}} + \frac{\partial f}{\partial \tau_2} \frac{\partial \tau_2}{\partial \sigma_{II}} + \frac{\partial f}{\partial s} \frac{\partial s}{\partial \sigma_{II}} = \frac{1}{\sqrt{3}} \left(\sqrt{2} \frac{\partial f}{\partial \tau_2} + \frac{\partial f}{\partial s} \right) \quad (23)$$

A matriz Jacobiana da transformação (17) do sistema de coordenadas cilíndricas de Lode para o sistema de coordenadas cartesianas do plano deviatórico, $(t, \theta) \rightarrow (\tau_1, \tau_2)$, é dada por:

$$\mathbf{J} = \begin{bmatrix} \partial \tau_1 / \partial \theta & \partial \tau_2 / \partial \theta \\ \partial \tau_1 / \partial t & \partial \tau_2 / \partial t \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -t \sin(\theta) & -t \cos(\theta) \\ \cos(\theta) & -\sin(\theta) \end{bmatrix} \quad (24)$$

Assim, as derivadas parciais em (23) podem ser expressas em relação às coordenadas de Lode,

$$n_{II} = \frac{1}{\sqrt{3}} \left[\frac{\partial f}{\partial s} + \sqrt{2} \left(\frac{\partial f}{\partial \theta} J_{21}^{-1} + \frac{\partial f}{\partial t} J_{22}^{-1} \right) \right] = \frac{1}{\sqrt{3}} \left[\frac{\partial f}{\partial s} - \sqrt{2} \left(\frac{\partial f}{\partial \theta} \frac{\cos(\theta)}{t} + \frac{\partial f}{\partial t} \sin(\theta) \right) \right] \quad (25)$$

Por fim, introduzindo a definição da função de rotura (18) em (25) resulta em:

$$\frac{1}{\sqrt{3}} n_{II}(\theta, t, s) = 2K_{MN} \cos(3\theta) \cos(\theta) t^2 + (K_{MN} - 3) t^2 + \left[2K_{MN} \sin(3\theta) t^2 - 2\sqrt{2} (K_{MN} - 3) ts \right] \sin(\theta) + (18 - 2K_{MN}) s^2 \quad (26)$$

Combinando as Eqs. (18), (22) e (26), é possível obter um sistema de duas equações não lineares que permite definir os pontos na superfície de escoamento em deformação plana.

$$\begin{cases} F_1(\theta, t/s) = -\sqrt{2} K_{MN} \sin(3\theta) \left(\frac{t}{s}\right)^3 + (3K_{MN} - 9) \left(\frac{t}{s}\right)^2 + 18 - 2K_{MN} & = 0 \\ F_2(\theta, t/s) = 2K_{MN} \left(\frac{t}{s}\right)^2 [\cos(3\theta) \cos(\theta) + \sin(3\theta) \sin(\theta)] + (K_{MN} - 3) \left(\frac{t}{s}\right)^2 - \\ \quad 2\sqrt{2} (K_{MN} - 3) \sin(\theta) \left(\frac{t}{s}\right) + 18 - 2K_{MN} & = 0 \end{cases} \quad (27)$$

Por uma questão de completude, apresenta-se em Apêndice um possível esquema de solução para este sistema de equações. Doravante, as raízes relevantes de (27) são indicadas com a sigla *DP* em subscrito.

Levando em conta as relações (15) e (17) a solução de (27) pode ser escrita no sistema de coordenadas de tensões principais. Esta expressão é definida em termos de tensões equivalentes (19) e traduz-se por:

$$\begin{bmatrix} \sigma_I - \frac{c'}{\tan(\phi')} \\ \sigma_{II} - \frac{c'}{\tan(\phi')} \\ \sigma_{III} - \frac{c'}{\tan(\phi')} \end{bmatrix} = \mathbf{R}^T \begin{bmatrix} \left(\frac{t}{s}\right)_{DP} \cos(\theta_{DP}) \\ -\left(\frac{t}{s}\right)_{DP} \sin(\theta_{DP}) \\ 1 \end{bmatrix} s = \begin{bmatrix} \left(\frac{1}{\sqrt{2}} \cos(\theta_{DP}) + \frac{1}{\sqrt{6}} \sin(\theta_{DP})\right) \left(\frac{t}{s}\right)_{DP} + \frac{1}{\sqrt{3}} \\ -\sqrt{\frac{2}{3}} \sin(\theta_{DP}) \left(\frac{t}{s}\right)_{DP} + \frac{1}{\sqrt{3}} \\ \left(-\frac{1}{\sqrt{2}} \cos(\theta_{DP}) + \frac{1}{\sqrt{6}} \sin(\theta_{DP})\right) \left(\frac{t}{s}\right)_{DP} + \frac{1}{\sqrt{3}} \end{bmatrix} s \quad (28)$$

A manipulação algébrica destas expressões permite obter para as tensões no plano o raio e a abcissa do ponto central da representação do círculo de Mohr. As respetivas expressões são:

$$r = \frac{\left(\frac{t}{s}\right)_{DP} \cos(\theta_{DP})}{\sqrt{2}} s \quad (29a)$$

$$C = \left(\frac{\left(\frac{t}{s}\right)_{DP} \sin(\theta_{DP})}{\sqrt{6}} + \frac{1}{\sqrt{3}} \right) s + \frac{c'}{\tan(\phi')} \quad (29b)$$

Combinando (29a) e (29b) de forma a eliminar *s* resulta:

$$C + \frac{c'}{\tan(\phi')} = \frac{1}{\sqrt{3}} \left(\tan(\theta_{DP}) + \frac{\sqrt{2}}{\left(\frac{t}{s}\right)_{DP} \cos(\theta_{DP})} \right) r \Leftrightarrow C + \frac{c'_{DP}}{\tan(\phi'_{DP})} = \frac{1}{\sin(\phi'_{DP})} r \quad (30)$$

onde as seguintes igualdades devem ser válidas,

$$\phi'_{DP} = \arcsin \left(\sqrt{3} \left(\tan(\theta_{DP}) + \frac{\sqrt{2}}{\left(\frac{t}{s}\right)_{DP} \cos(\theta_{DP})} \right)^{-1} \right) \quad (31a)$$

Quadro 2 – Parâmetros de resistência equivalentes para o critério de MNE em deformação plana

K_{MN}	$\phi' \text{ (}^\circ\text{)}$	$\phi'_{DP} \text{ (}^\circ\text{)}$	c'_{ef}/c'
9,249	10	11,53	1,157
9,574	15	17,25	1,159
10,060	20	22,94	1,163
10,740	25	28,56	1,167
11,667	30	34,11	1,173
12,922	35	39,58	1,180
14,633	40	44,94	1,189
17,000	45	50,18	1,199

$$c'_{DP} = c' \frac{\tan(\phi'_{DP})}{\tan(\phi')} \quad (31b)$$

c'_{DP} e ϕ'_{DP} representam a coesão efetiva equivalente em deformação plana e o ângulo de resistência ao corte em deformação plana, respetivamente.

Confrontando a expressão (8) apresentada para o critério de resistência MC com a expressão (30), deduzida para o critério MN em deformações planas, conclui-se que são análogas. Consequentemente, nesta situação, o critério de MN pode ser tratado como o de MC, desde que sejam usados os parâmetros equivalentes do material de deformação plana. É digno de nota o fato de que, usando uma abordagem diferente, Potts e Gens (1984) chegaram à mesma conclusão para materiais puramente friccionais e apresentaram uma estratégia alternativa para calcular o ângulo de resistência ao corte em deformação plana equivalente, deixando de fora o tratamento do comportamento coesivo. Lagioia e Panteghini (2017) com base numa versão reescrita do critério MN também chegaram a uma expressão analítica para esta relação, neste caso contendo também o tratamento da coesão efetiva.

O Quadro 2 mostra as coesões efetivas em deformação plana equivalentes assim como os ângulos de resistência ao corte, para uma ampla gama de ângulos de resistência ao corte. A mesma informação também é mostrada na Figura 3. Os resultados mostram que, com o aumento do ângulo de resistência ao corte, há um crescimento linear do ângulo de resistência ao corte equivalente, chegando a um valor de $+5^\circ$ para um ângulo de resistência ao corte de 45° . Para a coesão efetiva equivalente, os resultados revelam um crescimento quadrático, variando de um aumento de 15% para um ângulo de resistência ao corte de 10° , até 20% para um ângulo de resistência ao corte de 45° .

4 – APLICAÇÕES NUMÉRICAS

Apresenta-se seguidamente o estudo de três problemas geotécnicos de diferente índole de forma a ilustrar as capacidades da abordagem proposta. Os exemplos iniciais lidam com a capacidade de carga de fundações superficiais, enquanto o último exemplo analisa o problema da estabilidade de taludes.

4.1 – Determinação do fator de capacidade de carga N_γ

De acordo com a amplamente adotada teoria da capacidade de carga de Terzaghi (1943), a carga última por unidade de comprimento, q_u , de uma fundação superficial apoiada num maciço de areia,

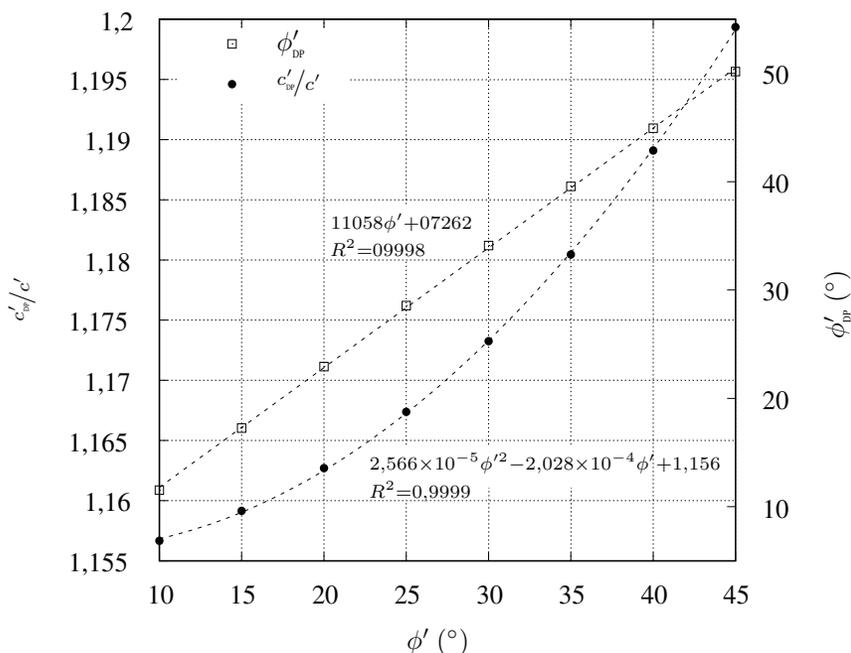


Fig. 3 – Parâmetros de resistência equivalentes para o critério de MNE em deformação plana.

sem sobrecarga ao nível da base da fundação, pode ser obtida pela expressão:

$$q_u = \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (32)$$

onde γ é o peso próprio do solo, B é a largura da sapata e N_γ é um fator de capacidade de carga, adimensional. Este último depende apenas do ângulo de resistência ao corte do solo, ϕ' . O presente estudo incide apenas no caso de fundações de base perfeitamente rugosa. Para a determinação numérica de N_γ , é comumente aceite que o comportamento do solo pode ser descrito como um material perfeitamente plástico com um fluxo associado, obedecendo ao critério de resistência de MC.

Nessas condições, Martin (2005) publicou valores de N_γ , que considerou serem exatos, calculados recorrendo ao método das características. Apesar de nesse trabalho apenas terem sido publicado os valores de N_γ para um número limitado de ângulos de resistência ao corte, o autor disponibilizou na sua página na Internet os valores que correspondem a uma enorme gama de valores de ϕ' . Quase ao mesmo tempo, usando uma abordagem semelhante, Smith (2005) publicou uma nota técnica com uma tabela abrangente dos valores de N_γ . As soluções desses dois autores estão em perfeita concordância, embora os valores de Martin apresentem mais dígitos de precisão. Como resultado, Salgado (2006) propôs uma expressão aproximada para N_γ , capaz de ajustar esses dados, dada por:

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,32\phi') \quad (33)$$

onde N_q denota o fator de capacidade de carga associado ao termo de sobrecarga, sendo a sua expressão analítica exata conhecida (Hansen, 1970):

$$N_q = \frac{1 + \sin(\phi')}{1 - \sin(\phi')} e^{\pi \tan \phi'} \quad (34)$$

Quadro 3 – Estimativas da Região Inferior e da Região Superior para N_γ

ϕ' (°)	N_γ^{LB}	N_γ^{UB}
10	0,5974	0,6140
15	1,767	1,800
20	4,616	4,704
25	11,60	11,76
30	29,47	30,27
35	78,71	79,49
40	230,1	239,8
45	773,8	791,2

Alternativamente, Hjiáj et al. (2005), recorrendo a métodos de ALEF, propuseram uma expressão, que, apesar de um pouco mais rebuscada, se ajustava bem aos resultados obtidos por esses autores :

$$N_\gamma = e^{\frac{\pi+3\pi^2 \tan(\phi')}{6}} (\tan(\phi'))^{\frac{2\pi}{5}} \quad (35)$$

Vale também a pena salientar que a fórmula preconizada no Anexo D do Eurocódigo 7 (CEN, 2004)),

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan(\phi') \quad (36)$$

resultante de uma aproximação aos valores numéricos obtidos por Caquot e Kerisel (1953), tende, aparentemente, a sobrestimar o valor exato de N_γ , determinado com o ângulo de resistência ao corte obtido em compressão triaxial, o que levanta algumas questões do ponto de vista da segurança.

Uma comparação entre as soluções mencionadas é mostrada no gráfico da Fig. 4, onde ϕ' denota o ângulo de resistência ao corte obtido em compressão triaxial. Além disso, esta figura exhibe as estimativas dos limites da região inferior e da região superior para o fator de capacidade de carga N_γ usando o critério de resistência de MNE, calculado com a abordagem apresentada neste trabalho. Os valores numéricos destes cálculos são também apresentados no Quadro 3. Adicionalmente, a Fig. 4 mostra a curva dos valores de Martin (2005) sendo que o ângulo de resistência ao corte usado no cálculo é o ângulo de resistência ao corte de deformação plana equivalente (ver Fig. 3). Aceitando a exatidão dos valores de Martin (2005), o procedimento utilizado permite calcular a solução exata para o fator de capacidade de carga N_γ obtido com o critério de MNE. A análise dos resultados permite as seguintes observações:

- a formulação ALEF proposta tem a capacidade de produzir limites estritos e precisos da carga exata;
- a influência da tensão principal intermédia afeta significativamente os resultados de problemas da capacidade de carga de fundações sob condições de deformação plana, principalmente para solos com maiores ângulos de resistência ao corte;
- a fórmula proposta no EC7 (36) subestima a capacidade de carga teórica obtida recorrendo ao critério de MNE; este fato sugere que, se usada com o ângulo de resistência ao corte obtido em compressão triaxial, a expressão do EC7 está, de fato, no lado da segurança da capacidade de carga de uma fundação superficial em deformação plana.

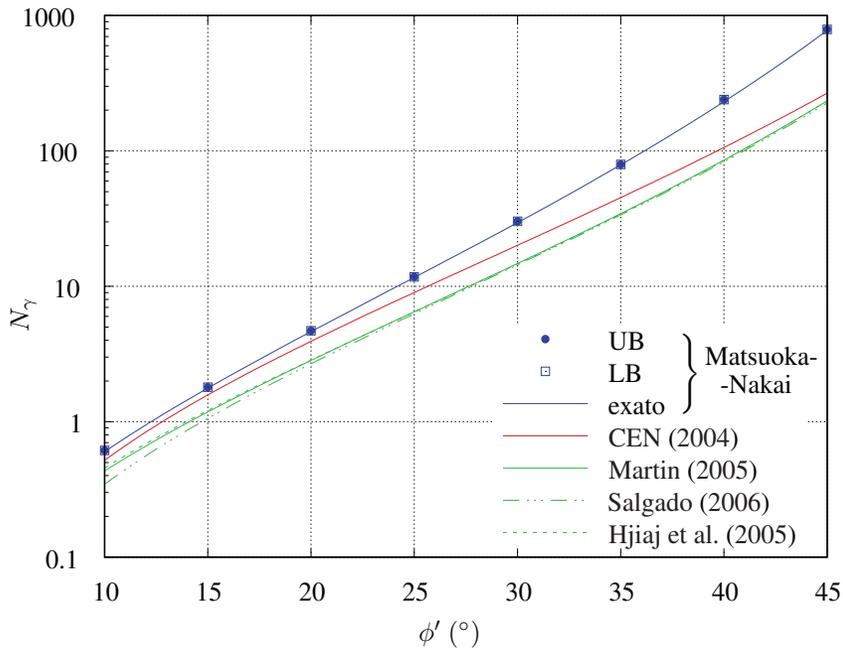


Fig. 4 – Propostas para o fator de capacidade de carga N_γ .

4.2 – Capacidade de carga em solos estratificados

O presente exemplo pretende tratar a simulação numérica de testes experimentais realizados em fundações superficiais sujeitas a cargas inclinadas. As fundações estão apoiadas numa camada de areia, por sua vez sobreposta a uma camada de argila. Nestes ensaios foi realizado um estudo paramétrico da influência da espessura da camada superior e da inclinação da carga. A Figura 5 representa esquematicamente a geometria do problema. Para mais detalhes sobre os testes, o leitor é reenviado a Meyerhof e Hanna (1978) e Hanna (1981b).

Para avaliar as propriedades mecânicas dos materiais, nomeadamente o ângulo de resistência ao corte da areia, foram testadas amostras deste material em dois equipamentos diferentes - um dispositivo triaxial e um aparelho de deformação plana descritos em Hanna (1981a). Os resultados apresentados em Hanna (1981b) apontam para um ângulo de resistência ao corte de $43,2^\circ$ com base no teste triaxial, enquanto o teste em deformação plana conduz a um valor mais elevado de $47,7^\circ$. Esta diferença está em conformidade com as observações de Green e Bishop (1969). Para a modelação numérica, de acordo com (14), foi adotado para o parâmetro do critério de resistência de MNE, K_{MN} , o valor de 16,05, que corresponde a calibrar o modelo para um ângulo de resistência ao corte obtido em compressão triaxial de $43,2^\circ$. Como descrito na secção 3, em condições de deformação plana este parâmetro é equivalente a um ângulo de resistência ao corte de MC de aproximadamente $48,1^\circ$. O depósito de argila foi modelado pelo critério de resistência de Tresca com uma resistência ao corte não drenada de $10kPa$.

A Figura 6 mostra a comparação entre as soluções numéricas e os resultados experimentais da componente vertical da capacidade de carga. Os valores obtidos numericamente no presente trabalho são também apresentadas no Quadro 4. Observa-se que as diferenças entre os resultados da região inferior e da região superior são pequenas, garantindo assim que a curva proposta, obtida pela média desses resultados, esteja próxima da solução exata. Os resultados numéricos revelam uma concordância razoável com os dos testes experimentais. No entanto, à medida que o ângulo da

Quadro 4 – Valores da Região Superior e da Região Inferior para a capacidade de carga vertical de uma fundação superficial apoiada em meio estratificado, $q_u^v = q_u \cos(i)$ [kPa],

H/B	$i = 0^\circ$		$i = 10^\circ$		$i = 20^\circ$		$i = 30^\circ$	
	LB	UB	LB	UB	LB	UB	LB	UB
0	51,40	51,48	40,40	40,71	27,34	27,42	17,32	17,37
0,25	49,71	51,29	37,3	38,25	23,93	24,49	14,18	14,63
0,5	54,03	54,8	38,58	39,72	24,24	24,98	13,30	13,80
1	65,62	67,82	48,49	50,06	31,96	32,90	12,89	13,68
2	106,68	108,41	84,63	87,09	38,75	42,08	12,84	13,63
3	157,4	163,34	93,00	103,95	38,52	42,58	12,82	13,68
3,5	179,74	196,56	—	—	—	—	—	—
4	202,94	217,34	93,40	104,14	38,89	42,05	12,86	13,64
4,5	201,35	216,50	—	—	—	—	—	—
5	203,56	215,31	93,42	104,85	38,81	42,20	12,88	13,63

direção de aplicação da carga com a vertical, i , diminui, há uma maior discrepância entre os resultados. Verifique-se ainda que nos resultados da modelação numérica se verifica que para $i = 30^\circ$ a introdução da camada de areia reduz a capacidade de carga total do solo, o que não é comprovado pelos resultados experimentais.

Independentemente do ângulo da direção de aplicação da carga com a vertical, pode ser observada uma queda inicial na capacidade de carga da sapata para situações correspondentes aos casos com camadas de areia de espessura mais baixa (geralmente $H/B \leq 0,5$), sendo que este efeito é mais perceptível para cargas mais inclinadas. Infelizmente, devido à falta de dados experimentais para esta faixa de H/B , não é possível fundamentar este comportamento.

Os resultados propostos no presente trabalho tendem a subestimar o valor da carga de rotura. No entanto, é importante ressaltar que o uso do critério de MC acentuaria ainda mais esse efeito, mesmo que calibrado para o ângulo de atrito em deformação plana experimental de $47,7^\circ$.

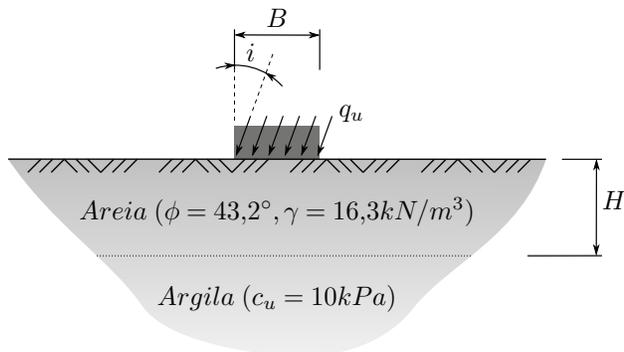


Fig. 5 – Fundação superficial sob a ação de cargas inclinadas, apoiada em solo disposto por camadas.

4.3 – Estabilidade de taludes estratificados

O último exemplo apresentado diz respeito à determinação do número de estabilidade,

$$N_s = \frac{\gamma H_{cr}}{c'} \quad (37)$$

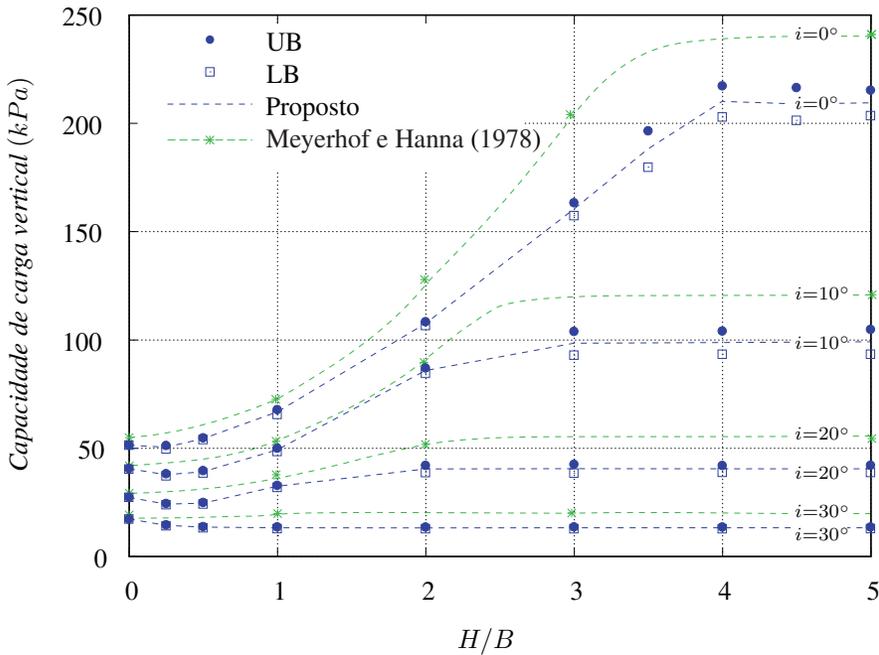


Fig. 6 – Resultados numéricos comparados com dados experimentais para a capacidade de carga de fundação superficial apoiada em solo disposto por camadas.

para taludes com altura H e ângulo de inclinação β , atravessando duas camadas distintas de solo. Em (37), H_{cr} denota a altura crítica do talude. Os solos de ambas as camadas têm a mesma coesão efetiva, c' , e peso próprio, γ , sendo os seus ângulos de resistência ao corte, ϕ'_1 e ϕ'_2 , diferentes. A Fig. 7 representa esquematicamente a geometria do problema. Foram analisados dois valores diferentes para a proporção entre as alturas das duas camadas, $H_1/H = 0,2$ e $0,8$, para um β variando de 45° a 90° . Além disso, o valor do ângulo de resistência ao corte para a camada superior, ϕ'_1 , variou entre 20° e 30° , enquanto para a camada inferior ϕ'_2 variou entre 30° e 40° .

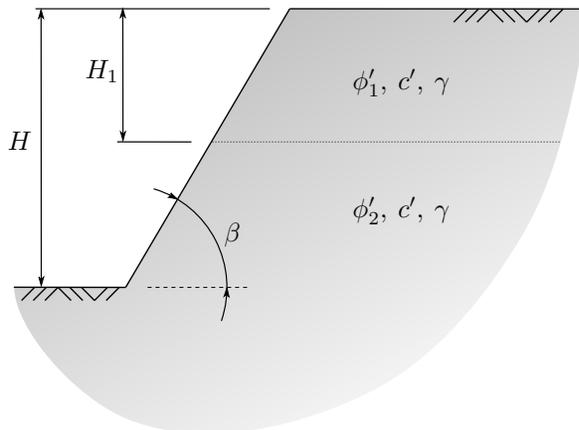


Fig. 7 – Definição da geometria do talude estratificado.

A Fig. 8 apresenta e compara os resultados com as soluções obtidas por Kumar e Samui (2006), usando o teorema da Região Superior e o critério de resistência de MC. Como foi visto nos exemplos anteriores a influência da tensão principal intermédia, considerada pelo critério de MNE, pode desempenhar um papel importante em problemas em deformação plana. No caso em apreço tal resulta num ganho significativo na resistência do talude que se traduz num aumento de mais de 2,5 vezes no número de estabilidade para o caso mais expressivo ($\phi'_1 = 30^\circ$, $\phi'_2 = 40^\circ$, $H_1/H = 0,2$ e $\beta = 45^\circ$).

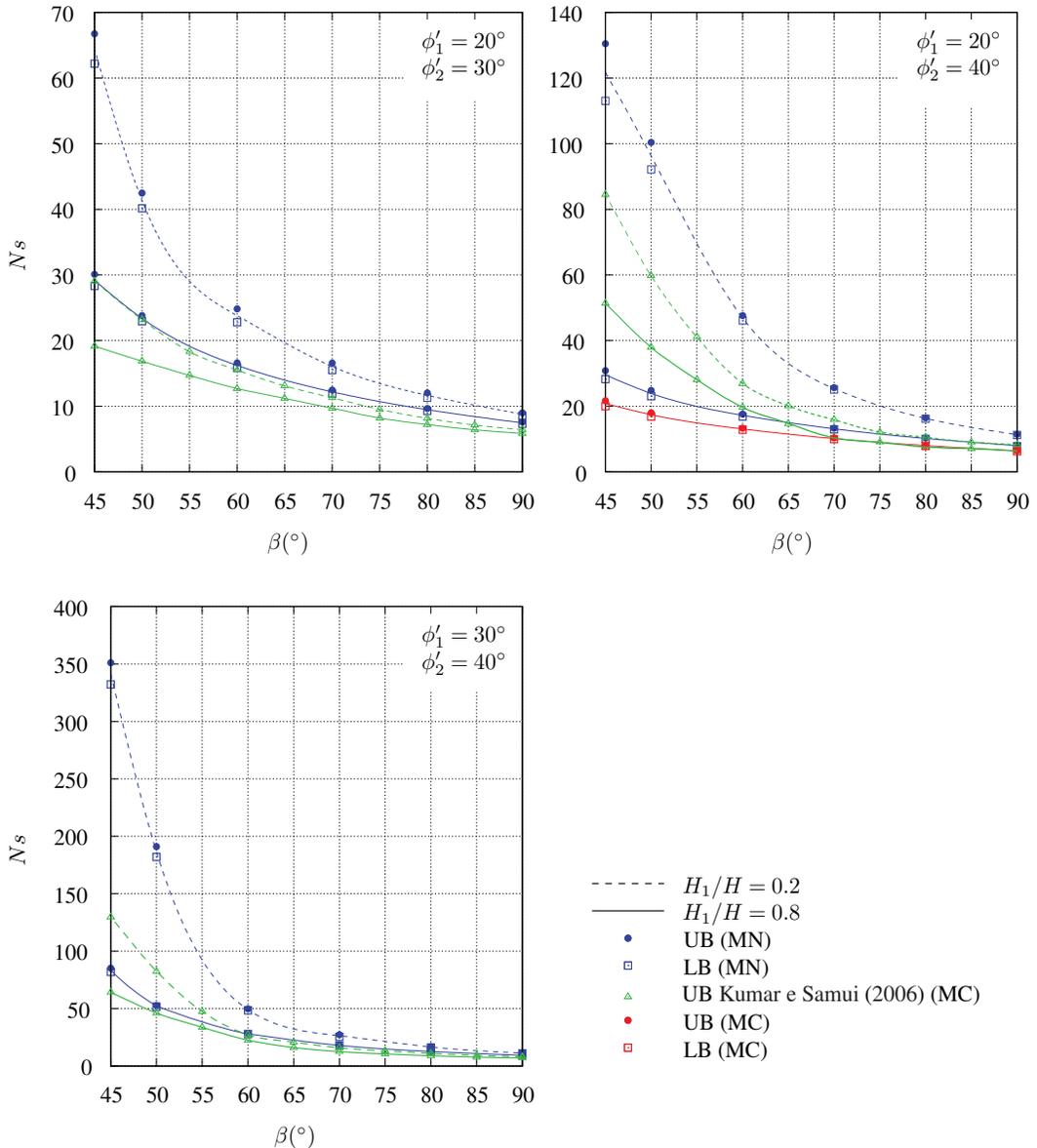


Fig. 8 – Número de estabilidade, N_s , para o talude estratificado.

Convém ressaltar que foi detetado um comportamento estranho para os taludes correspondentes ao caso $\phi'_1 = 20^\circ$, $\phi'_2 = 40^\circ$ e $H_1/H = 0,8$. Os resultados relatados em Kumar e Samui (2006) apresentam, para declives menos acentuados, maiores resistências pelo critério de MC do que as

obtidas com o critério MNE. No entanto, usando o código apresentado neste trabalho e utilizando o critério de MC, chegou-se à conclusão de que os valores em questão correspondem, possivelmente, a um erro de impressão, atendendo a que, para $\beta < 70^\circ$ divergem significativamente dos resultados recalculados com o código apresentado utilizando o critério de MC. Os resultados desses cálculos também foram incluídos na Fig. 8.

5 – CONCLUSÕES FINAIS

O presente trabalho apresenta uma implementação, em condições de deformação plana, dos teoremas da Região Superior e da Região Inferior da Análise de Limite usando o critério MNE. O critério MNE, ao contrário do amplamente utilizado critério MC, inclui o efeito da tensão principal intermédia na sua formulação. A sua utilização parece ser justificada pela sua adequação em modelar os resultados experimentais de amostras de solo sujeitas a carregamentos verdadeiramente triaxiais.

No artigo, o critério MNE é escrito no plano deviatórico de forma a permitir a dedução da formulação correspondente ao caso de deformação plana e, além disso, destacar a relação entre os parâmetros de resistência do critério MC e do critério MNE em condições de deformação plana.

Os problemas de otimização decorrentes dos teoremas da Região Superior e da Região Inferior são tratados usando o MDAM, seguindo trabalhos anteriores dos autores.

A validação da implementação numérica efetuada é realizada com base na resolução de três problemas, dois deles considerando a capacidade de carga de fundações superficiais e o outro tratando da estabilidade de taludes. Ficou claro a partir desses exemplos que a abordagem apresentada garante boas aproximações entre os valores obtidos recorrendo aos teoremas Região Superior e da Região Inferior. Essas aproximações das cargas de colapso exatas permitem pôr em evidência que o uso de coesão efetiva e ângulo de resistência ao corte determinados em carregamentos triaxiais, combinado com o uso do critério MNE, produz, em condições de deformação plana, valores de resistência maiores do que os determinados usando o critério MC. Esses resultados seguem a tendência observada experimentalmente.

Apêndice – Esquema de solução

Um esquema iterativo de resolução do sistema de equações (27) é descrito no Algoritmo 2, onde H representa a matriz Hessiana, definida pelas componentes:

$$H_{11} = -3\sqrt{2}K_{MN} \cos(3\theta) \left(\frac{t}{s}\right)^3 \quad (.38a)$$

$$H_{12} = -3\frac{t}{s} \left(\sqrt{2}K_{MN} \sin(3\theta)\frac{t}{s} + 6 - 2K_{MN}\right) \quad (.38b)$$

$$H_{21} = -2\sqrt{2}\frac{t}{s} \cos(\theta) \left(2\sqrt{2} \sin(\theta)K_{MN}\frac{t}{s} + K_{MN} - 3\right) \quad (.38c)$$

$$H_{22} = 2\sqrt{2} \sin(\theta)(3 - K_{MN}) + 2(4K_{MN} \cos^2(\theta) - K_{MN} - 3)\frac{t}{s} \quad (.38d)$$

Saliente-se que o ponto inicial proposto $\left(\frac{\pi}{6}, \frac{t_C}{s}\right)$ garante a convergência do algoritmo para a solução relevante.

Algoritmo 2 Esquema de solução

$$\theta^0 \leftarrow \frac{\pi}{6}$$

▷ Inicialização

$$(t/s)^0 \leftarrow \frac{2\sqrt{2\frac{9-K_{MN}}{1-K_{MN}}}}{3-\sqrt{2\frac{9-K_{MN}}{1-K_{MN}}}} = \frac{2\sqrt{2}\sin(\phi)}{3-\sin(\phi)}$$

$$n \leftarrow 0$$

repetir

$$\Delta^{n+1} \leftarrow -\frac{1}{\det \mathbf{H}^n} \begin{bmatrix} H_{22}^n & -H_{12}^n \\ -H_{21}^n & H_{11}^n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_1^n \\ F_2^n \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} \theta \\ t/s \end{Bmatrix}^{n+1} \leftarrow \begin{Bmatrix} \theta \\ t/s \end{Bmatrix}^n + \Delta^{n+1}$$

▷ Iteração Newton

$$n \leftarrow n + 1$$

até $\|\Delta^n\| \leq Tol$ ▷ Critério de paragem

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Antão, A., Vicente da Silva, M., Guerra, N., e 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>.
- Boyd, S., Parikh, N., Chu, E., Peleato, B., e Eckstein, J. (2011). *Distributed optimization and statistical learning via the alternating direction method of multipliers*. Foundations and Trends in Machine Learning, 3(1), pp. 1–122. <http://dx.doi.org/10.1561/22000000016>.
- Caquot, A. e Kerisel, J. (1953). *Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulvérulent*. Em Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, pp. 336–337, Zurich.
- CEN (2004). *EN 1997-1: Eurocode 7: Geotechnical Design – Part 1: General Rules*. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2nd ed. edição.
- Green, G. E. e Bishop, A. W. (1969). *A note on the drained strength of sand under generalized strain conditions*. Géotechnique, 19(1), pp. 144–149. <https://doi.org/10.1680/geot.1969.19.1.144>.
- Griffiths, D. V. e Huang, J. (2009). *Observations on the extended matsuoaka-nakai failure criterion*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 33(17), pp. 1889–1905. <https://doi.org/10.1002/nag.810>.
- Hanna, A. M. (1981a). *Experimental study on footings in layered soil*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 107(GT8), pp. 1113–1126. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0001178>.
- Hanna, A. M. (1981b). *Foundations on strong sand overlying weak sand*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 107(GT7), pp. 915–927. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0001169>.
- Hansen, J. B. (1970). *A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity*, vol. 28 de *Bulletin of The Danish Geotechnical Institute*, pp. 5–11. Danish Geotechnical Institute.
- Hjjaj, M., Lyamin, A., e Sloan, S. (2005). *Numerical limit analysis solutions for the bearing capacity factor N_γ* . International Journal of Solids and Structures, 42(5-6), pp. 1681–1704. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2004.08.002>.

- Kumar, J. e Samui, P. (2006). *Stability determination for layered soil slopes using the upper bound limit analysis*. Geotechnical & Geological Engineering, 24(6), pp. 1803–1819. <https://doi.org/10.1007/s10706-006-7172-1>.
- Lade, P. V. e Duncan, J. M. (1975). *Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 101(10), pp. 1037–1053. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000204>.
- Lade, P. V. e Musante, H. M. (1978). *Three-dimensional behavior of remolded clay*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 104(2), pp. 193–209. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000581>.
- Lagioia, R. e Panteghini, A. (2017). *Accounting for specific failure criteria in the slip-line method for plane strain problems*. Géotechnique Letters, 7(2), pp. 184–189. <https://doi.org/10.1680/jsele.17.00014>.
- Martin, C. (2005). *Exact bearing capacity calculations using the method of characteristics*. Proc. 11th Int. Conf. of IACMAG Turin.
- Matsuoka, H., Hoshikawa, T., e Ueno, K. (1990). *A general failure criterion and stress-strain relation for granular materials to metals*. Soils and Foundations, 30(2), pp. 119–127. https://doi.org/10.3208/sandf1972.30.2_119.
- Matsuoka, H. e Nakai, T. (1974). *Stress-deformation and strength characteristics of soil under three different principal stresses*. Proc. JSCE, 1974(232), pp. 59–70. https://doi.org/10.2208/jscej1969.1974.232_59.
- Matsuoka, H. e Nakai, T. (1985). *Relationship among Tresca, Mises, Mohr-Coulomb and Matsuoka-Nakai failure criteria*. Soils and Foundations, 25(4), pp. 123–128. https://doi.org/10.3208/sandf1972.25.4_123.
- Meyerhof, G. G. (1963). *Some recent research on the bearing capacity of foundations*. Canadian Geotechnical Journal, 1(1), pp. 16–26. <https://doi.org/10.1139/t63-003>.
- Meyerhof, G. G. e Hanna, A. M. (1978). *Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load*. Canadian Geotechnical Journal, 15(4), pp. 565–572. <https://doi.org/10.1139/t78-060>.
- Potts, D. M. e Gens, A. (1984). *The effect of the plastic potential in boundary value problems involving plane strain deformation*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 8(3), pp. 259–286. <https://doi.org/10.1002/nag.1610080305>.
- Salgado, R. (2006). *The engineering of foundations*. McGraw-Hill Education (Europe).
- Smith, C. C. (2005). *Complete limiting stress solutions for the bearing capacity of strip footings on a mohr-coulomb soil*. Géotechnique, 55(8), pp. 607–612. <https://doi.org/10.1680/geot.2005.55.8.607>.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. Wiley, New York. <https://doi.org/10.1002/9780470172766>.
- Vicente da Silva, M. e Antão, A. (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>.

- Vicente da Silva, M. e Antão, A. N. (2007). *A non-linear programming method approach for upper bound limit analysis*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 72(10), pp. 1192–1218. <https://doi.org/10.1002/nme.2061>.
- Vicente da Silva, M. e Antão, A. N. (2012). *A novel augmented lagrangian-based formulation for upper-bound limit analysis*. International Journal For Numerical Methods in Engineering, 89(12), pp. 1471–1496. <https://doi.org/10.1002/nme.3294>.
- Vicente da Silva, M., Deusdado, N., e Antão, A. (2020). *Lower and upper bound limit analysis via the alternating direction method of multipliers*. Computers and Geotechnics, 124, pp. 103571. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2020.103571>.

DESEMPENHO A CURTO E LONGO PRAZO DE UMA VIA EM LAJE EM ZONA DE TRANSIÇÃO: ANÁLISE DE ATERRO PARA TÚNEL

Short and long term performance of a slab track in a transition zone: an embankment to tunnel analysis

Ana Ramos^a, António Gomes Correia^b, Rui Calçada^a

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

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

RESUMO – As zonas de transição de vias-férreas são caracterizadas por uma mudança abrupta na rigidez das condições de suporte da via, o que conduz ao aumento das cargas dinâmicas e aceleração dos assentamentos diferenciais e degradação da via. Este trabalho apresenta o estudo do comportamento da via em laje em zonas de transição, com especial destaque para as secções aterro-túnel. Esta análise usa uma metodologia híbrida que combina a modelação tridimensional por elementos finitos com as equações empíricas de deformação permanente, inseridas num processo iterativo. Em cada iteração, são determinados os campos de tensão induzidos na fundação usando o modelo 3D, antes de se calcularem as deformações a partir da equação empírica calibrada capaz de determinar o assentamento ao longo da transição. Seguidamente, antes de iniciar a próxima iteração, estes assentamentos são utilizados para modificar a geometria do modelo 3D, o que permite considerar os efeitos do assentamento anterior. Relativamente ao comportamento dinâmico a curto-prazo, os resultados mostram uma concentração de tensões na laje de betão e HBL. Em relação ao comportamento a longo prazo, os resultados mostram um assentamento permanente máximo acumulado próximo de 0.52 mm. Mais ainda, foi testada a eficácia de uma manta resiliente na zona do túnel e no aterro. Os resultados mostram uma diminuição do nível de tensões na transição e atenuação da variação dos deslocamentos na laje de betão.

ABSTRACT – Railway track transition zones are characterised by an abrupt change in track support stiffness, which increases dynamic wheel loads and leads to the acceleration of differential settlement and track degradation. This work aims to study concrete slab track transition zones, with a focus on embankment-to-tunnel sections. The analysis uses a hybrid methodology, combining 3D finite element modelling with empirical settlement equations, in an iterative manner. At each iteration, the track-ground stress fields are calculated using a 3D model, before passing them to a calibrated empirical equation capable of computing settlement across the transition. Then, before starting the next iteration, these settlements are used to modify the 3D model geometry, thus account for the effects of the previous settlement. Regarding the short-term dynamic behaviour, the results demonstrate a concentration of stresses in the concrete slab and HBL. Regarding the long-term behaviour, the results show a maximum cumulative permanent deformation close to 0.52 mm. Moreover, the effectiveness of a resilient mat placed in the transition was tested. The results show a decrease in the stress levels in the transition and the attenuation of the variation of displacements in the concrete slab.

Palavras Chave – zonas de transição; via em laje; deformação permanente.

Keywords – transition zones; slab track; permanent deformation.

E-mails: aramos@fe.up.pt (A. Ramos), agc@civil.uminho.pt (A. Correia), ruiabc@fe.up.pt (R. Calçada)

ORCID: orcid.org/0000-0002-8381-0126 (A. Ramos), orcid.org/0000-0002-0103-2579 (A. Correia), orcid.org/0000-0002-2375-7685 (R. Calçada)

1 – INTRODUÇÃO

As zonas de transição são caracterizadas por uma mudança abrupta na rigidez da via e o desenvolvimento de assentamentos diferenciais ou assimétricos, o que conduz a um crescimento e aparecimento de depressões ou saliências (Figura 1). Este fenómeno pode conduzir ao desconforto dos passageiros, falta de segurança na circulação e aumento dos custos de manutenção (Fröhling et al., 1996, Hunt, 1997, Nicks, 2009). Assim, é possível afirmar que este tema apresenta grande interesse do ponto de vista geotécnico, estrutural e económico, uma vez que estes fenómenos são uma constante preocupação para os Gestores das Infraestruturas Ferroviárias.

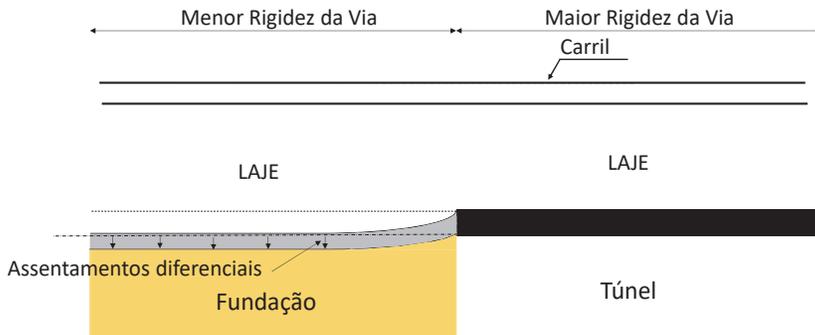


Fig. 1 – Representação esquemática da variação abrupta da rigidez da via.

Nesta medida, o fenómeno de degradação da via (muito acelerado) em zonas de transição começa com as mudanças abruptas de rigidez devido às condições de suporte, incrementando as cargas dinâmicas e a taxa ou velocidade de degradação da via (Dahlberg, 2004, Zhang et al., 2007, Ferreira e López-Pita, 2013, Asghari et al., 2021). O aparecimento dos deslocamentos diferenciais excita as componentes do material circulante (nomeadamente rodas, bogies e carruagens), que têm impacto posterior na amplificação dinâmica das forças verticais da interação comboio-via. Esta degradação é, assim, umas das causas relacionadas com a geração de ruído, vibrações, desconforto durante a circulação e descarrilamento (Paixão et al., 2016). Estes problemas podem conduzir, posteriormente, ao aparecimento de travessas flutuantes (Figura 1), deformações permanentes do carril, penetração do balastro no subleito e fissuras nas travessas de betão e/ou na laje de betão (Banimahd et al., 2012). De facto, é possível afirmar que existe uma interdependência entre as cargas dinâmicas e assentamentos diferenciais e uma relação estreita com a degradação da via (Indraratna et al., 2019, Paixão, 2014). Este processo de degradação é um ciclo que se auto perpetua, uma vez que os assentamentos conduzem à amplificação das cargas dinâmicas, que conduz ao aumento dos assentamentos permanentes (Banimahd et al., 2012).

As zonas de transição podem ocorrer em diferentes situações: via balastrada suportada por um solo natural e a via apoiada por uma estrutura rígida como numa ponte ou um túnel ou uma passagem inferior/superior (Hunt, 1997, Fröhling et al., 1996, AREMA, 2005, Lundqvist et al., 2006, Coelho et al., 2011), ou mesmo no caso de uma via balastrada que muda para uma via em laje (Indraratna et al., 2019).

Devido ao aumento da popularidade da via em laje nos últimos anos, o número de áreas onde existe uma transição entre uma via balastrada e uma via em laje também aumentou. Assim, são necessárias soluções que permitam mitigar os impactos causados pelas descontinuidades estruturais ao longo da via (Varandas et al., 2013). Estas soluções de mitigação visam minimizar as variações abruptas associadas ao suporte de rigidez da via de forma a segurar uma mudança gradual de uma zona menos rígida (como a via balastrada) para uma zona mais rígida (via em laje) (Indraratna et al., 2019).

Portanto, este trabalho pretende analisar o desempenho de uma zona de transição específica, considerando o sistema de via em laje e as variações de suporte na transição entre um aterro e um túnel.

Ao longo dos últimos anos, a via em laje provou ser uma solução atrativa e, por isso, tem sido amplamente utilizada em linhas de alta velocidade. Isto acontece porque este sistema pode potencialmente oferecer um bom desempenho a longo prazo associado a uma menor deformação permanente. No entanto, o efeito da transição da rigidez no suporte deste sistema de via é, ainda, pouco explorado pois parte dos estudos anteriores são baseados nas transições entre a via balastrada e a via em laje (Li e Wu, 2008, Shahraki e Witt, 2015, Shahraki et al., 2015 e Wang e Markine, 2019) ou entre as vias balastrada e outras estruturas mais rígidas como pontes, túneis ou passagens superiores/inferiores (Coelho et al., 2011, Varandas et al., 2011, Varandas et al., 2013, Alves Ribeiro et al., 2015, Paixão et al., 2016, Momoya et al., 2016, Varandas et al., 2016, Wang e Markine, 2018, Alves Ribeiro et al., 2018 e Li et al., 2021). De facto, o número de trabalhos focado no desempenho da via balastrada é compreensível devido ao seu uso generalizado. Mais ainda, a via balastrada está potencialmente sujeita a maiores deformações permanentes quando comparada com a via em laje, o que faz com que seja frequentemente estudada em relação ao seu desempenho a longo-prazo. Assim, é expectável que, em zonas de transição, a via em laje possa oferecer um melhor desempenho a longo-prazo quando comparado com a via balastrada devido à sua maior rigidez. Contudo, as tolerâncias das deformações associadas à via em laje em termos de deslocamentos diferenciais são reduzidas, devido ao elevado custo de manutenção. Isto significa que, por isso, o comportamento a longo prazo das vias em laje (sobretudo em zonas de transição) exigem uma atenção redobrada de forma a evitar fissuras no betão e assentamentos diferenciais.

No âmbito do estudo do desempenho das vias em laje, Shan et al. (2013) estudou o seu comportamento ao longo de uma zona de transição. Nesse trabalho, os autores não consideraram a interação veículo-via, o que influencia consideravelmente o comportamento dinâmico. Assim, no presente estudo, é analisado o comportamento a curto e longo prazo numa zona de transição através da avaliação dos deslocamentos e tensões tendo em consideração as forças de interação entre o veículo e via. A análise a longo-prazo é realizada através de uma metodologia híbrida que inclui a implementação de um modelo empírico de deformação permanente que permite a simulação do desenvolvimento das deformações com base nos níveis de tensão. O processo de calibração foi realizado anteriormente (assim como a metodologia implementada) e é vital na previsão do comportamento a longo-prazo de estruturas ferroviárias. Assim, os estudos numéricos realizados com a implementação das propriedades calibradas pode ser uma ferramenta importante no estudo do comportamento a longo-prazo de vias em laje em zonas de transição. Nesta medida, a abordagem implementada usa o modelo de elementos finitos tridimensional (considerando a simulação da interação entre a super e subestrutura através de elementos de contacto), onde são obtidas as tensões que são exportadas para determinar a deformação permanente que é, posteriormente, novamente importada no modelo de elementos finitos para simular a degradação da via.

2 – DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO: MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

Esta análise pretende estudar os efeitos de amplificação dinâmicos gerados pela passagem do comboio *Alfa Pendular* (Figura 2) considerando a diferença de rigidez entre duas estruturas com diferentes suportes: uma via em laje sobre um aterro e uma via em laje sobre um túnel. A análise é realizada com base numa metodologia desenvolvida que inclui um modelo tridimensional desenvolvido no software ANSYS e a implementação (no software MATLAB) de um modelo empírico de deformação permanente.

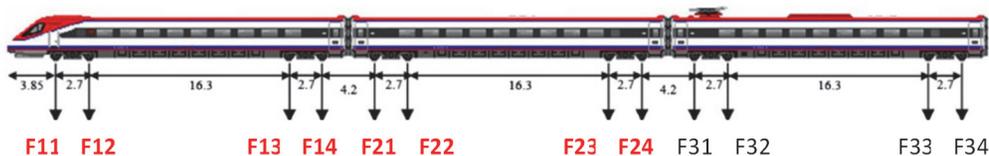


Fig. 2 – Geometria do comboio *Alfa Pendular*.

2.1 – Propriedades dos materiais

A via em laje é composta pelos carris, palmilhas, laje de betão, a camada de betão pobre (HBL) e pela subestrutura que inclui a camada de proteção anti-congelamento (FPL) e a fundação. Uma secção tipo da zona de aterro é apresentada na Figura 3.

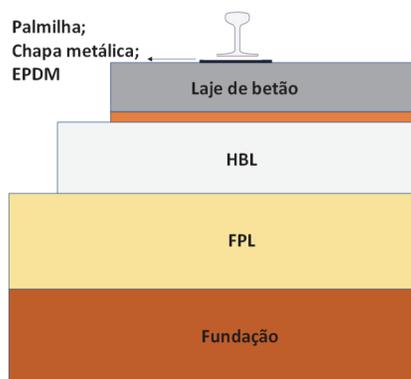


Fig. 3 – Materiais que compõem a via em laje.

A parametrização dos materiais é baseada num processo de calibração anterior apresentado no trabalho desenvolvido por Ramos et al. (2021b). As propriedades dos materiais estão descritas no Quadro 1. De forma mais detalhada, a calibração baseia-se no ajustamento e comparação dos deslocamentos obtidos numericamente num modelo físico da via em laje com os resultados medidos pelos LVDTs à escala real com 2.2 m de comprimento longitudinal sujeitos a mais de 3 milhões de ciclos de carga. Desta forma, foi realizado o ajuste das propriedades dos materiais (como o módulo de *Young* e o coeficiente de *Poisson*) do balastro, FPL, fundação e palmilhas. Os valores obtidos a partir da calibração são aceitáveis pois estão dentro da gama de valores normalmente apresentada na bibliografia.

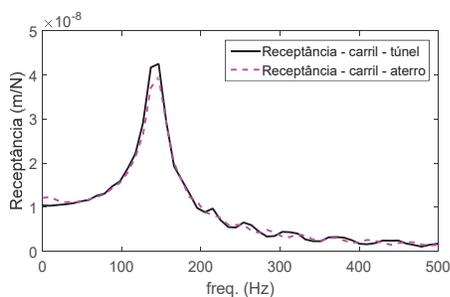
Os parâmetros de amortecimento foram determinados com base na matriz de amortecimento de *Rayleigh*. Os valores de α_i e β_i foram estimados com base nos resultados numéricos das curvas de receptância obtidas a partir da simulação da excitação do carril em duas zonas distintas da via com diferentes características: sobre o aterro e sobre o túnel. O impulso de Dirac foi aplicado no modelo numérico. Neste estudo, foi assumida a igualdade $\xi_1 = \xi_2$. No caso dos materiais de betão e dos geomateriais, foi adotado um coeficiente histerético de 0.01 e 0.03, respetivamente. Relativamente às palmilhas (designadas de EPDM), uma vez que estes elementos são modelados com elementos sólidos e não com elementos do tipo mola-amortecedor, foi adotado um coeficiente histerético de $\xi = 0.05$. As curvas de receptância permitem identificar as ressonâncias da estrutura, tal como apresentado na Figura 4. Esta figura apresenta a semelhança entre curvas de receptância do carril e da laje de betão no aterro e no túnel. A principal diferença ocorre ao nível da laje de betão. Os resultados mostram que os picos de ressonância são inferiores na via em laje sobre o túnel devido à

elevada rigidez da estrutura. Assim, foi adotada uma gama de frequências entre 5 Hz (f_1) e 200 Hz (f_2). Esta gama é considerada suficiente para representar corretamente a resposta da via. A partir destes pressupostos, os valores de α e β foram determinados e são apresentados no Quadro 2.

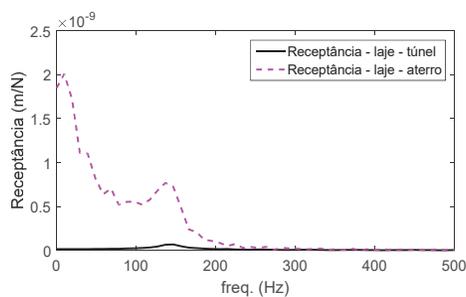
Quadro 1 – Propriedades dos materiais da via em laje.

Material	Propriedades
Carril (BS113A)	$E=200 \times 10^9$ Pa $\gamma=7850$ kg/m ³ $\nu=0.30$
Palmilha	$k=1800 \times 10^6$ N/m $\gamma=1000$ kg/m ³ $\nu=0.30$ $E=k \times \text{rigidez} / \text{área}$
Chapa metálica	$E=210 \times 10^9$ Pa $\gamma=7850$ kg/m ³ $\nu=0.30$
EPDM – monómero de etileno propileno e dieno	$k=40 \times 10^6$ N/m $\gamma=1200$ kg/m ³ $\nu=0.00$ $E=k \times \text{rigidez} / \text{área}$
Camada de argamassa	$E=25 \times 10^9$ Pa $\gamma=2000$ kg/m ³ $\nu=0.25$
Laje de betão	$E=40 \times 10^9$ Pa $\gamma=2500$ kg/m ³ $\nu=0.25$
HBL – camada de betão pobre	$E=15 \times 10^9$ Pa $\gamma=2400$ kg/m ³ $\nu=0.25$
FPL – camada de proteção anti-congelamento	$E=3.3 \times EV_2=3.3 \times 135 \times 10^6$ Pa $\gamma=2141$ kg/m ³ $\nu=0.35$
Fundação	$E=3.3 \times EV_2=3.3 \times 65 \times 10^6$ Pa $\gamma=2091$ kg/m ³ $\nu=0.35$

E = Módulo de Young; γ = baridade; ν = coeficiente de Poisson; k = rigidez



a)



b)

Fig. 4 – Curvas de receptância: a) no carril; b) na laje de betão.

Quadro 2 – Parâmetros de amortecimento de *Rayleigh*.

Material	ξ	α (s ⁻¹)	β (s)
Palmilha - EPDM	0.05	5.712	0.00014
Laje de betão e HBL	0.01	1.142	2.894E-05
Subestrutura (FPL e fundação)	0.03	3.427	8.681E-05

ξ =amortecimento histerético; α = parâmetro da matriz de amortecimento de *Rayleigh* que multiplica a matriz de massa do sistema; β = parâmetro da matriz de amortecimento de *Rayleigh* que múltipla a rigidez global do sistema

2.2 – Geometria e características

O modelo 3D desenvolvido está representado na Figura 5 e apresenta um comprimento total de 53.1 m (o aterro com 31.65 m e o túnel com 21.45 m). A espessura da fundação é de 10.6 m e a distância entre o plano de simetria e a fronteira vertical é igual a 6 m. A análise foi realizada considerando a passagem do comboio *Alfa Pendular* a uma velocidade de circulação de 220 km/h. Em relação ao tratamento das fronteiras, foram adotados amortecimentos viscosos para atenuar as ondas que atingem as fronteiras verticais na zona da subestrutura. Este tipo de abordagem tem sido utilizado no âmbito da modelação 3D e zonas de transição com bons resultados (Banimahd et al., 2012, Connolly et al., 2013, Woodward et al., 2015, Varandas et al., 2016, Shahraki e Witt, 2015, Alves Ribeiro et al., 2018). Na base da camada da fundação, foram implementados suportes rígidos. Relativamente à zona do túnel, foram colocados suportes rígidos na direção vertical na base da camada do HBL. Acrescenta-se ainda que, visto tratar-se de um problema associado a um elevado número de nós e elementos, foram adotadas as condições de simetria do problema, de forma a reduzir o esforço computacional. As condições de suporte do modelo estão descritas também no Quadro 3.

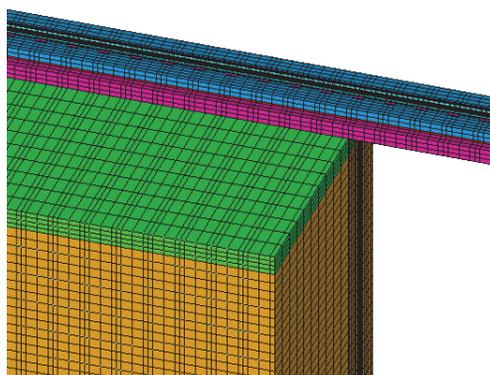


Fig. 5 – Representação do modelo 3D da zona de transição.

Relativamente à simulação numérica, os materiais foram modelados com elementos sólidos de 8 nós e foram usados elementos de contacto para simular a interação entre o veículo e a via (através da implementação da teoria *Hertziana*) e também para simular a interação entre a camada de apoio (HBL – superestrutura) e o FPL, que é parte da subestrutura. Os elementos de contacto foram usados para simular a “separação” entre o HBL e FPL durante e após a passagem do comboio. Na verdade, esta abordagem é uma tentativa de replicar o comportamento real das estruturas ferroviárias (neste caso da via em laje) nas zonas de transição (fenómeno semelhante às travessas flutuantes observado na via balastrada). Contudo, a sua implementação não é simples. Primeiramente, é necessário incluir o efeito da gravidade nos elementos de contacto. Caso contrário, é induzido um levantamento do carril e da laje de betão nas secções localizadas antes da zona de transição, o que não corresponde ao comportamento real da estrutura. Mais ainda, é também importante salientar que o factor de

Quadro 3 – Condições de suporte.

Base do modelo (plano xz ; $y=-11.538$ m) – aterro	Suportes rígidos (todas as direções)
Base do modelo (plano xz ; $y=-0.738$) - túnel	Suportes rígidos na direção y (direção vertical)
Plano yx ($z=0$ m) – plano de simetria	Suportes rígidos na direção z (direção transversal)
Plano yz ($x=0$ m) – localizado na transição	Suportes rígidos na direção x (direção longitudinal) aplicados no FPL e fundação
Plano yz ($x=-31.65$ m)	Amortecedores viscosos (todas as direções) aplicados no FPL e na fundação
Plano yx ($z=6.0$ m)	Amortecedores viscosos (todas as direções) aplicados no FPL e na fundação

rigidez normal de penalização (FKN) não deve ser excessivamente elevado pois pode conduzir a instabilidades numéricas. Neste caso, foi utilizado um valor igual a 1×10^1 para simular a interação entre o FPL e o HBL. Na simulação da interação entre o veículo e a via, foi adotado um valor de 1×10^4 .

É importante referir que durante a modelação se considerou, tal como mencionado anteriormente, as condições de simetria do problema e a malha foi também otimizada para reduzir o tempo de cálculo. As análises dinâmicas foram realizadas utilizando o método *Newmark-Raphson* e adotando um passo do tempo otimizado de 0.002 s.

3 – COMPORTAMENTO DINÂMICO DO VEÍCULO-VIA

3.1 – Modelação do comboio

De forma a similar, a interação entre o veículo e a via, foram modelados os bogies, suspensão primária, massa e eixo das rodas e ainda a rigidez Hertziana. Os bogies foram modelados como vigas rígidas com massa distribuída (M_b) e a suspensão primária foi modelada através de um conjunto de mola-amortecedor, definidos pelos parâmetros k_p e c_p . A roda foi simulada considerando uma massa concentrada (M_e) e uma mola com uma rigidez definida a partir da teoria *Hertziana* (Johnson, 1985). Esta modelação simplificada do veículo é considerada suficiente para obter resposta da estrutura que se pretende analisar.

As propriedades são apresentadas no Quadro 4. Como apenas se está a modelar metade da via, também as propriedades do comboio estão divididas em dois. Neste caso, o veículo modelado é o comboio português *Alfa Pendular*. Neste contexto, é importante referir que as suas propriedades não são constantes ao longo do comboio (o que inclui a carga por eixo). Contudo, as diferenças são pequenas e, por isso, foi adotado um valor constante para cada propriedade de forma a simplificar a modelação.

Relativamente ao carregamento, foi definida uma carga de 67.5 kN para simular o carregamento (corresponde a metade da carga por eixo). Uma vez que a interação entre o veículo e via foi incluída na modelação e uma vez que o comboio tem um comprimento total de 158.90 m, a simulação completa da passagem do comboio iria implicar a adoção de um modelo quatro vezes superior e, por isso, um excessivo tempo de cálculo. Assim, de forma a minimizar o esforço computacional, foi

Quadro 4 – Propriedades dos elementos do comboio.

Componente	Valores	
Bogie: $M_b/2$	$4932/(2 \times 2.7)$ [kg]	
Suspensão primária:	$K_p/2$	3420×10^3 (/2) [N/m]
	$c_p/2$	36×10^3 (/2) [N.s/m]
Massa da roda: $M_e/2$	1800 (/2) [kg]	
K_h	2.4×10^9 (/2) [N/m]	

realizada a simulação da passagem dos bogies considerando o seguinte processo otimizado: no início da análise, todos os bogies estão estacionários, sem peso e localizados na mesma posição, perto de uma das fronteiras limite do modelo. Nos subsequentes incrementos de tempo, são atribuídas as cargas e movimento (velocidade) a cada bogie, um por um, de acordo com a velocidade do comboio e configuração/geometria dos eixos. Quando cada bogie chega ao final do modelo, eles são parados, um por um, e a respetiva carga é removida. Isto significa que a cada conjunto de eixos de um bogie, é aplicada uma lei de evolução de carga e movimento ao longo do tempo. Assim, esta abordagem permite simular a passagem de diferentes bogies do comboio sobre um modelo mais reduzido. O aumento do tempo computacional é apenas em função do tempo que o comboio demora a atravessar o modelo.

3.2 – Passagem dos primeiros 4 bogies

De forma a simular, o processo de degradação da via em laje numa zona de transição, foram analisados os efeitos da passagem dos primeiros 4 bogies do *Alfa Pendular*. Esta opção foi selecionada pois a partir do quarto bogie, há uma repetição da geometria do comboio (Figura 2). Esta abordagem permite simular os efeitos dinâmicos das cargas do veículo nas trajetórias e níveis de tensão, que são variáveis importantes na evolução da deformação permanente.

Nas Figuras 6 a 8 são apresentados os resultados relativos aos deslocamentos nos nós de topo do carril, laje de betão, FPL e fundação, assim como as tensões e extensões obtidas nos nós de topo da fundação. Estes resultados foram obtidos no alinhamento vertical sob a zona de carregamento. É também importante acrescentar que a transição se encontra localizada na posição $x=0$ m e o instante $t=0$ s corresponde ao tempo que o primeiro bogie leva a chegar à zona de transição.

Os resultados obtidos mostram que os deslocamentos/tensões/extensões máximas ocorrem no início do carregamento. Contudo, isto acontece ainda nas secções longe da transição e, por isso, estes resultados foram omitidos para simplificar a análise, até porque são também influenciados pela proximidade da fronteira lateral posicionada no lado esquerdo.

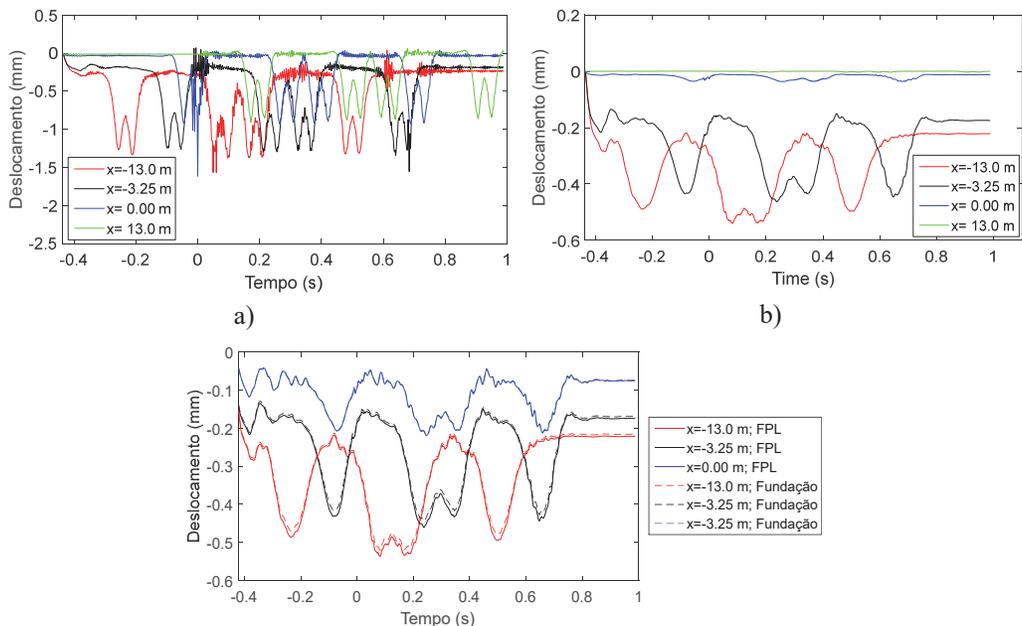


Fig. 6 – Deslocamentos nos nós de topo: a) carril; b) laje de betão; c) FPL e fundação.

Analisando os resultados apresentados nas Figuras 6 a 8, verifica-se que os deslocamentos, tensões e extensões estão estabilizados até à posição $x=-5$ m e diminuem à medida que o comboio se aproxima da transição no sentido aterro-túnel. Relativamente à laje de betão, FPL e fundação, os valores dos deslocamentos nas secções longe da transição são muito próximos de 0.55 mm. É também importante referir que, no caso dos deslocamentos do carril (Figura 6a), é possível identificar os eixos de cada bogie. O mesmo não acontece no caso dos deslocamentos na laje de betão, FPL ou fundação (Figura 6b e 6c). Neste caso, os deslocamentos não são sensíveis à passagem dos eixos, mas sim dos bogies. Relativamente às tensões e extensões no topo da camada da fundação, os resultados mostram que, nas secções mais afastadas da transição, as tensões verticais são próximas de 30 kPa e as extensões verticais são próximas de 10×10^{-5} .

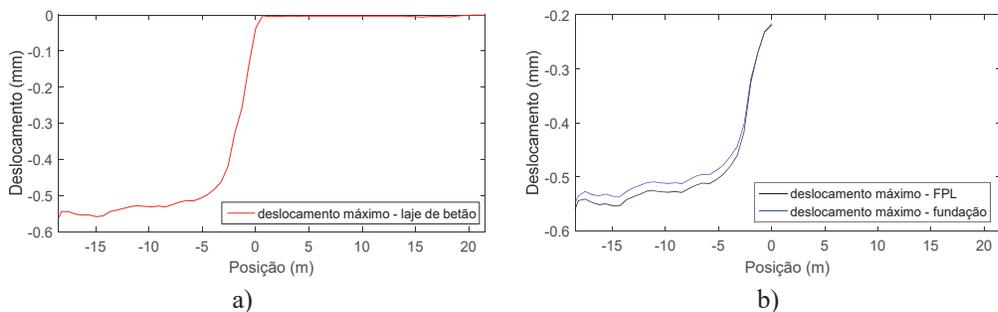


Fig. 7 – Deslocamentos máximos nos nós de topo da laje de betão (a), FPL e fundação ao longo da via (b).

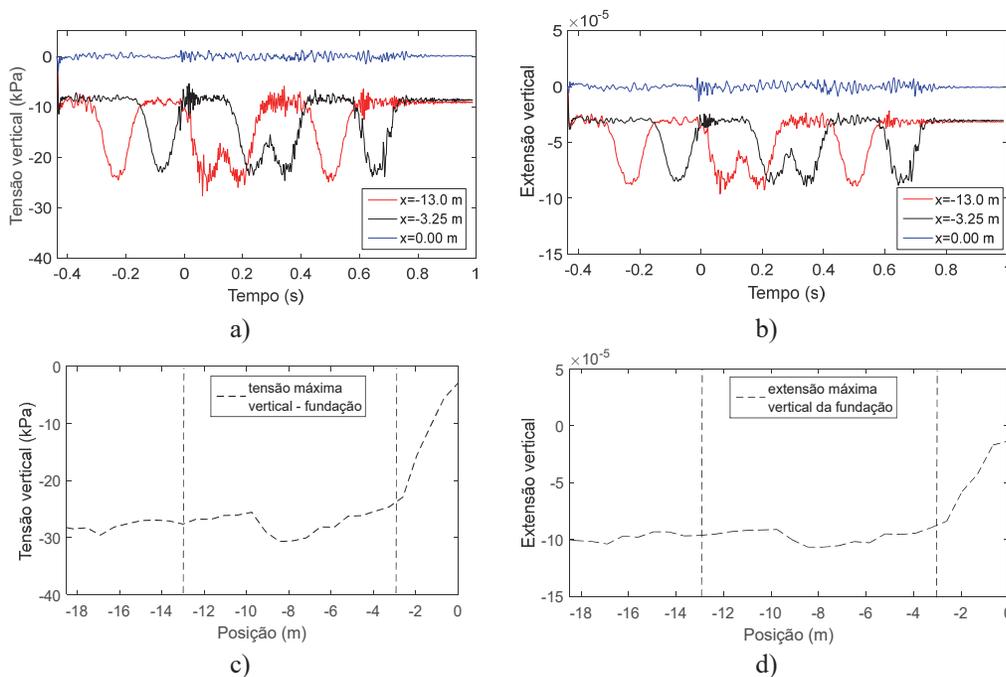


Fig. 8 – Tensões e extensões nos nós de topo da fundação: a) tensões na fundação; b) extensões na fundação; c) tensões máximas na fundação ao longo da via; d) extensões máximas na fundação ao longo da via.

3.2.1 – Deslocamentos da roda do carril e interação entre veículo-via

A partir da modelação numérica, foram obtidos os deslocamentos, acelerações e forças de interação associados aos eixos de cada bogie. Os resultados são apresentados na Figura 9, onde estão representados os eixos de cada bogie (Figura 9a). Os eixos que pertencem ao mesmo bogie apresentam resultados muito similares.

Analisando a Figura 9, os deslocamentos dinâmicos experimentados pela roda do veículo durante a passagem na zona de transição pode constituir uma medida da variação da rigidez da via. Tal como descrito nesta figura, os deslocamentos verticais variam entre 1.4 mm (na zona flexível) e 0.85 mm na zona rígida (túnel). Esta diminuição dos deslocamentos no sentido de circulação do veículo deve-se à variação de rigidez associada à zona de transição assinalada na figura e localizada na posição $x=0$ m.

A aceleração máxima do eixo do veículo é outro parâmetro de controlo da resposta do veículo. Na Figura 9 b), está representada a variação associada à aceleração vertical do primeiro e sétimo eixos do veículo. De facto, em determinadas posições da via, os valores das acelerações estão acima do limite de alerta que corresponde a 30 m/s^2 , de acordo com os limites estabelecidos para a linha de alta velocidade Madrid-Sevilha (López-Pita et al., 2006). Ainda que não estejam representados, os eixos 3 e 4 estão longe deste valor limite de alerta. Os resultados mostram que existem um incremento da aceleração do eixo 1 durante a passagem na zona de transição. No caso do eixo 7, este incremento acontece ligeiramente antes da passagem na zona de transição.

Na Figura 9c) são apresentados os resultados relativos às forças de interação veículo-via. Assim, a partir das acelerações verticais dos eixos do veículo, é possível estimar a variação da componente dinâmica associada à força de interação roda-carril, a partir do produto da aceleração vertical do eixo pela sua massa. Os resultados associados aos eixos 1 e 7 mostram um aumento da força durante a passagem da zona de transição, seguindo-se uma redução do valor da força na zona rígida da via.

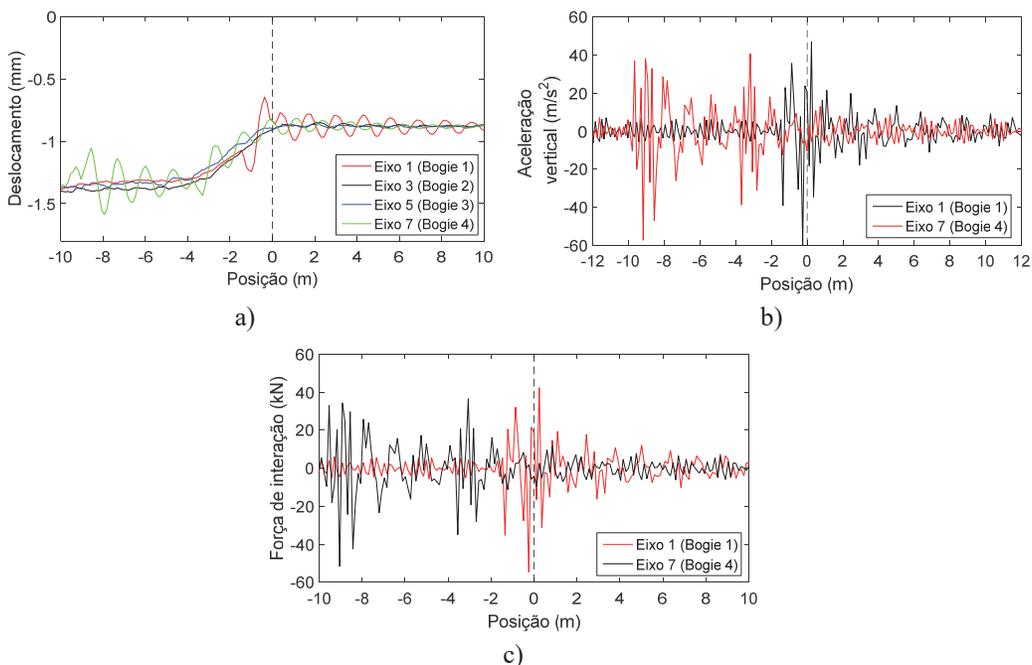


Fig. 9 – a) Deslocamentos dinâmicos verticais dos eixos; b) variação da aceleração vertical dos eixos (eixo 1 e 7); c) força de interação roda-carril (eixos 1 e 7).

3.2.2 – Forças de interação HBL-FPL

Os elementos de contacto incluídos no modelo entre a base do HBL e topo do FPL permitem analisar as forças transmitidas ao FPL e a identificação do fenómeno de “separação” entre a superestrutura e a subestrutura, que é semelhante ao fenómeno das travessas flutuantes que ocorre na via balastrada. A consideração das forças de interação HBL-FPL no modelo de elementos finitos implica o uso/aplicação da gravidade no início do cálculo antes da passagem do veículo. É importante referir que nesta simulação foi adotado um valor de 0.62 relativo ao coeficiente de atrito. Este valor foi determinado com base na seguinte expressão e considerando um ângulo de atrito de 48° relativo ao FPL:

$$\mu = \operatorname{tg}\left(\frac{2}{3}\phi\right) \quad (1)$$

Na Figura 10 é apresentada a força de interação HBL-FPL no alinhamento sob o carril. É importante referir que a natureza deste contacto é diferente do contacto roda-carril e, por isso, os resultados deveriam ser analisados em termos de tensões. Contudo, as forças foram extraídas ao longo dos nós (forças nodais) sob o alinhamento selecionado. Assim, para simplificar a obtenção dos resultados, bem como a sua análise e respetivo processamento, os resultados relativos à interação entre HBL e FPL são apresentados sob a forma de forças e não tensões. As tensões de contacto podem ser obtidas através da multiplicação das forças de interação pela área de influência. Os resultados mostram a variação do valor máximo da força de interação ao longo da via.

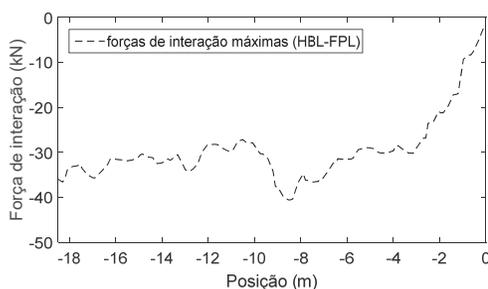


Fig. 10 – Valores máximos da força de interação HBL-FPL ao longo da via.

Analisando a Figura 10, a força de interação HBL-FPL varia ao longo do tempo entre 0 kN e -40 kN (valor máximo). O valor da força de interação é estável em secções afastadas da zona de transição (existem algumas oscilações, mas não são significativas) e começa a decrescer à medida que o comboio se aproxima da transição. Uma vez que o material FPL não é modelado na zona do túnel, não é possível analisar estes valores ao longo da zona de transição.

3.2.3 – Acelerações na via

Nesta secção são analisadas de forma mais detalhada as acelerações verticais da laje de betão e HBL. Na Figura 11 estão representados os valores máximos da aceleração vertical nos nós de topo da laje de betão e HBL (sob o alinhamento do carril) ao longo da transição. Neste caso, os valores máximos da aceleração vertical nos nós localizados no topo da laje de betão e HBL são quase iguais aos valores máximos da aceleração vertical nos nós localizados na base da laje de betão e HBL e, por isso, não estão representados no gráfico. Os resultados mostram também que as acelerações verticais diminuem na transição. Além disso, verifica-se que as acelerações na laje e HBL são semelhantes.

Mais ainda, os resultados mostram que a magnitude destes valores de aceleração vertical na laje é semelhante à magnitude dos valores descritos no trabalho desenvolvido por Shan et al. (2013), onde foram analisadas duas transições diferentes entre uma ponte e uma fundação vulgar usando o método dos elementos finitos. Nesse trabalho, os resultados mostram que as acelerações verticais na laje de betão variam entre 3.5 m/s^2 e 6 m/s^2 .

É também importante referir que as acelerações verticais na laje de betão da via são mais elevadas na zona flexível quando comparadas com a zona mais rígida. Além disso, existe um ligeiro aumento das acelerações imediatamente antes da transição na zona flexível na laje de betão e HBL.

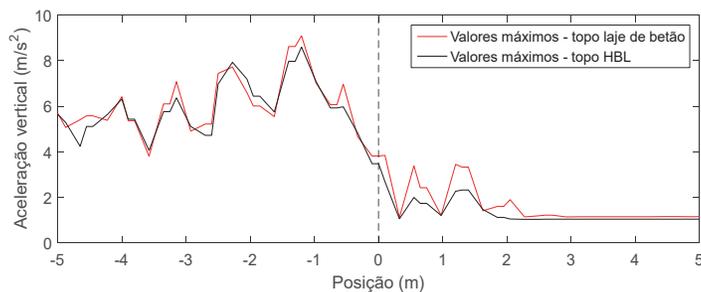


Fig. 11 – Valores máximos da aceleração vertical da laje de betão e HBL ao longo da zona de transição.

3.2.4 – Tensões na via

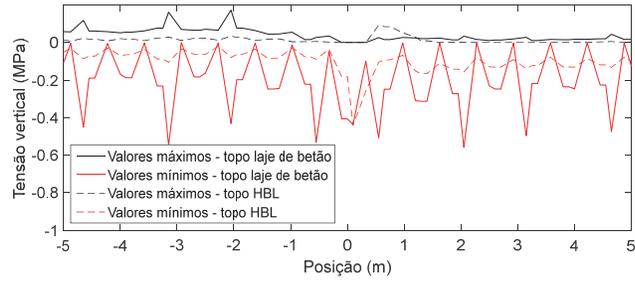
Após a análise das acelerações na via, são apresentadas e analisadas em detalhe os resultados das tensões induzidas. Na Figura 12, estão representados os valores máximos e mínimos das tensões verticais e longitudinais obtidos na via e ao longo da transição nos nós localizados no topo e base da laje de betão e HBL. Os pontos do gráfico correspondem às tensões nodais associadas a cada elemento finito nos nós localizados no alinhamento sob carril e respetivo carregamento.

Relativamente à laje de betão, é possível identificar, na zona de transição, um pico de tensão relativamente às tensões longitudinais (valores máximos no topo da camada). Analisando as tensões verticais, verifica-se que não existe um pico claro na zona de transição como se verifica nas tensões longitudinais. No caso do HBL, os resultados mostram um aumento das tensões verticais (compressão). As conclusões são semelhantes relativamente às tensões longitudinais.

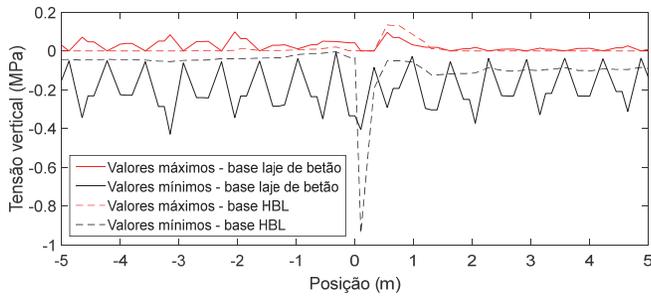
Estes resultados são importantes e devem ser analisados com cuidado pois são estes elementos, a par do carril, que assumem a ligação entre o aterro e o túnel e, por isso, a continuidade da via. Portanto, são elementos que estão sujeitos a um complexo estado/campo de tensão, agravado devido à variação de rigidez da via na zona de transição. Acrescenta-se também que os resultados mostram que, na zona mais rígida (túnel), as tensões verticais nos nós do topo do HBL são ligeiramente superiores quando comparadas com a zona flexível.

3.3 – Simulação do assentamento na via

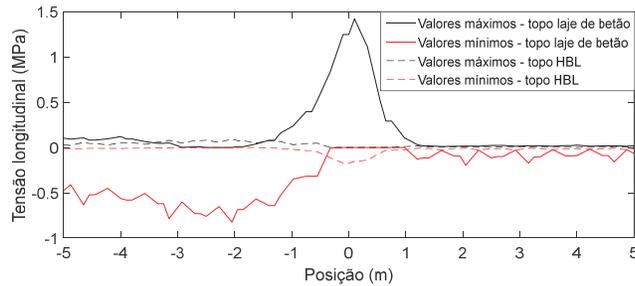
A previsão da evolução do assentamento da via implica conhecimento sobre o comportamento a longo prazo dos materiais e também a seleção dos modelos que podem simular com precisão o comportamento dinâmico da via (Ramos et al., 2021a, Gomes Correia e Ramos, 2021). A incorporação desses resultados e leis de deformação em modelos completos da via é ainda um assunto pouco explorado (Guo e Zhai, 2018). Contudo, alguns estudos têm sido desenvolvidos neste âmbito, tais como os trabalhos desenvolvidos por Hunt (1996), Fröhling (1997), Abdelkrim et al. (2003), Ferreira (2010), Wang e Markine (2018) e mais recentemente por Grossoni et al. (2021).



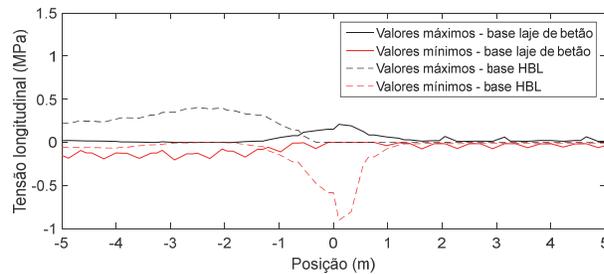
a)



b)



c)



d)

Fig. 12 – a) Tensões verticais nos nós de topo da laje de betão e HBL ao longo da zona de transição; b) Tensões verticais nos nós da base da laje de betão e HBL ao longo da zona de transição; c) tensões longitudinais nos nós de topo da laje de betão e HBL ao longo da transição; d) tensões longitudinais nos nós da base da laje de betão e HBL ao longo da transição.

A metodologia apresentada para simular a deformação permanente induzida na via é extremamente versátil e pode ser adotada, independentemente do tipo de modelo e leis de deformação permanente selecionadas. Neste estudo, é apenas considerada a evolução da deformação permanente nas camadas do FPL e fundação, aplicando o modelo desenvolvido por Chen et al. (2014). As contantes dos materiais explicitadas no modelo foram calibradas previamente e apresentadas no trabalho desenvolvido por Ramos et al. (2021b). A calibração foi realizada com base na comparação entre os resultados experimentais e numéricos associados aos deslocamentos permanentes acumulados. O modelo empírico calibrado foi posteriormente aplicado a este modelo 3D estendido da via em laje numa zona de transição de forma a simular o seu processo de degradação. Os resultados experimentais foram obtidos a partir dos resultados medidos nos LVDTs colocados em alguns elementos do modelo físico da via em laje (comprimento de 2.2 m). Os testes cíclicos desenvolvidos em laboratório foram realizados para simular os milhões de ciclos de carga associados à passagem dos comboios (3.4 milhões de ciclos) em apenas alguns dias de teste (Čebašek et al., 2018). Este tipo de ensaios é raro, mas possibilita a recolha de uma significativa quantidade de dados relativa ao desenvolvimento da deformação permanente e respetivo assentamento permanente acumulado. Os resultados numéricos foram determinados com base num modelo 3D que tentou reproduzir os ensaios experimentais. O modelo de deformação permanente implementado está descrito na seguinte expressão:

$$\varepsilon_1^p(N) = \varepsilon_1^{p0} [1 - e^{-BN}] \left(\frac{\sqrt{p_{am}^2 + q_{am}^2}}{p_a} \right)^a \cdot \frac{1}{m \left(1 + \frac{p_{ini}}{p_{am}} \right) + \frac{s}{p_{am}} - \frac{(q_{ini} + q_{am})}{p_{am}}} \quad (2)$$

onde p_{am} e q_{am} correspondem à amplitude da tensão de desvio e tensão média associadas à passagem do comboio, m e s são definidos a partir do critério de cedência $q=s + mp$; e p_{ini} e q_{ini} são as tensões média e de desvio relativas ao estado de tensão inicial do material; B , a e ε_1^{p0} correspondem às constantes do material. Assim, o modelo empírico inclui a influência do critério de cedência, estado de tensão inicial e as tensões induzidas pela passagem do comboio (Ramos et al., 2020).

Esta metodologia é baseada no número de ciclos de carga e também nos níveis de tensão induzidos pela passagem do comboio nos geomateriais que constituem a via. Neste processo, cada ciclo de carga corresponde à passagem de um eixo, o que significa que a passagem completa do comboio *Alfa Pendular* é equivalente a 24 ciclos de carga. Durante a simulação do comportamento a longo prazo da via em laje na zona de transição, a evolução da deformação permanente e os efeitos dos resultados dinâmicos são analisados em detalhe. Este método de simulação é baseado no trabalho desenvolvido por Alves Ribeiro (2012). Contudo, neste trabalho, foi considerado um modelo 3D, enquanto no trabalho original foi utilizado um modelo 2D para estudar o comportamento das zonas de transição. O método de simulação consiste num processo iterativo desenvolvido através da articulação entre o software ANSYS e o software MATLAB, de acordo com o fluxograma representado na Figura 13. Assim, no software comercial ANSYS, é realizada a modelação numérica do veículo e da via, bem como o processo relacionado com o pré e pós processamento dos resultados. No MATLAB são importados os resultados relativos à análise dinâmica e, com base nos resultados das tensões, é obtida a deformação permanente (através da implementação do modelo empírico de deformação permanente). Esta metodologia permite a previsão do assentamento da via ferroviária com base nas tensões obtidas através da modelação 3D da zona de transição (comportamento a curto prazo) e na deformação permanente a partir do um modelo empírico de deformação permanente calibrado (comportamento a longo prazo).

Analisando a Figura 13, após a realização da análise dinâmica, são obtidas as tensões (vertical, horizontal e de corte) em todos os elementos finitos do FPL e fundação, que são os únicos materiais que, efetivamente, contribuem para o desenvolvimento da deformação permanente da via. Seguidamente, são determinadas as tensões principais no MATLAB, assim como as tensões média

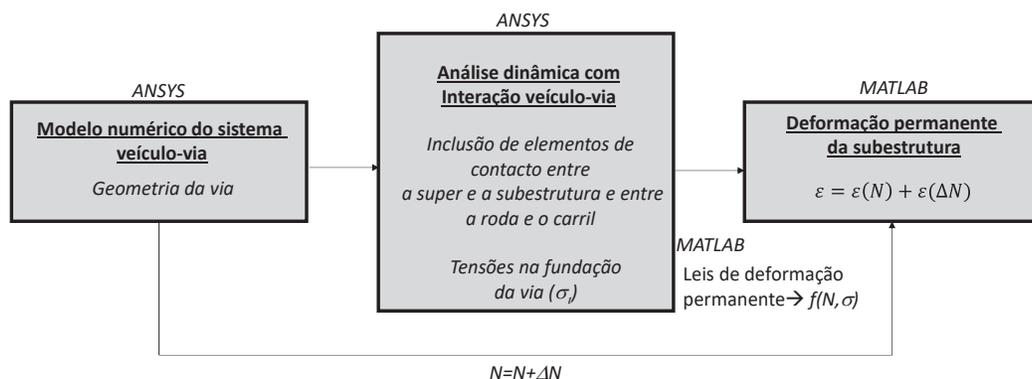


Fig. 13 – Representação esquemática do processo de simulação da deformação permanente da via (adaptado de Alves Ribeiro (2012)).

e de desvio, que são as principais variáveis de entrada do modelo empírico de deformação permanente.

De facto, a deformação permanente da via induzida pela passagem de um eixo do comboio provoca uma deformação muito pequena ou quase insignificante. Isto significa que o processo não é realizado ciclo a ciclo, mas em incrementos correspondentes a um conjunto de ciclos de carga (ΔN), assumindo que, neste conjunto de ciclos de carga, o estado de tensão dos materiais permanece constante. Neste caso, foi adotado um valor de ΔN correspondente a 1 milhão de ciclos de carga (o que corresponde a, aproximadamente, 1,5 anos de utilização da *West Coast Main Line* (Kennedy et al., 2013) no Reino Unido. Este valor de ΔN permite o desenvolvimento da deformação permanente e a sua estabilização (também conhecido como *plastic shakedown*) (Werkmeister, 2003). Após a determinação da deformação e assentamento permanentes no MATLAB, os resultados são importados para o software ANSYS. Assim, em cada nó de cada elemento finito é imposto o “assentamento permanente”, o que permite atualizar a geometria da via.

Após cada análise dinâmica, são avaliados os efeitos da nova geometria da via no comportamento dinâmico da zona de transição. Este procedimento permite analisar o efeito conjunto da variação da rigidez com o assentamento causado pela passagem do comboio após a passagem de um determinado número de eixos.

3.3.1 – Aplicação da metodologia

Os resultados relativos à deformação permanente são apresentados considerando valores absolutos. O número de ciclos de carga associadas a curva corresponde a 1 milhão de ciclos de carga.

Considerando o alinhamento sob o carregamento, estão apresentados na Figura 14 os resultados relativos à variação da deformação permanente ao longo da via no caso da fundação em diferentes posições. Neste caso, foi obtida a deformação permanente máxima para cada posição vertical, onde $y = 0$ m corresponde ao topo do carril. No caso da fundação, existe uma estabilização até $x = -9$ m, seguida de um aumento (aproximadamente na posição $x = -5$ m) e de uma diminuição brusca até à transição. Os resultados mostram também que os elementos localizados a partir de metade da espessura da fundação até à base deste elemento contribuem muito pouco ou quase nada para a deformação permanente.

Apesar da relevância dos resultados anteriores, é também importante analisar as deformações/assentamentos permanentes acumulados a partir da aplicação da seguinte expressão:

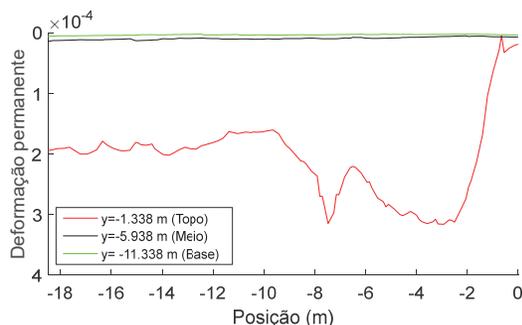


Fig. 14 – Deformação permanente máxima na fundação ao longo da via (após 1 milhão de ciclos de carga) associados aos nós de topo, meio e base.

$$\delta = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{p,i} H_{si} \quad (3)$$

onde i corresponde ao número de elementos que constituem um determinado material, H_{si} representa a espessura de cada elemento (em m); $\varepsilon_{p,i}$ é a deformação permanente do centro de cada elemento e δ é o assentamento permanente acumulado da via (em m). Esta análise foi realizada considerando o alinhamento sob o carregamento.

Na Figura 15, são apresentados os assentamentos permanente acumulados nos nós do topo das camadas do FPL e da fundação. O assentamento permanente máximo acumulado no FPL na gama $-18.5 \text{ m} < x < 0 \text{ m}$, ocorre na posição $x=-8.45 \text{ m}$. Relativamente à fundação, o assentamento permanente máximo acumulado na gama $-18.5 \text{ m} < x < 0 \text{ m}$, ocorre na posição $x=-7.15 \text{ m}$ e corresponde a um valor próximo de 0.46 mm .

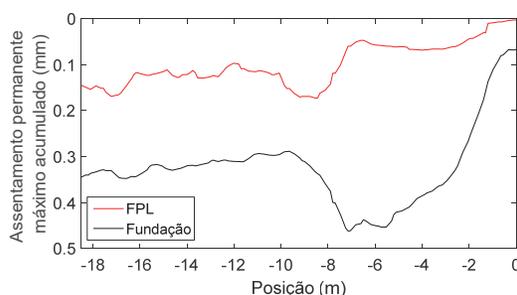


Fig. 15 – Assentamento permanente acumulado em mm no FPL e na fundação - variação do assentamento permanente máximo acumulado ao longo da via.

Estes resultados são importantes se analisados em conjunto considerando toda a subestrutura com a inclusão de ambos os materiais: FPL e fundação. A Figura 16 mostra os resultados obtidos. O assentamento máximo acumulado da subestrutura no alinhamento sob o carregamento é próximo de 0.52 mm considerando a gama $-18.5 \text{ m} < x < 0 \text{ m}$. O valor máximo ocorre na posição $x=-7.25 \text{ m}$. Os resultados representados na Figura 16a também mostram que as camadas que mais contribuem para a deformação permanente e respetivo assentamento permanente acumulado estão localizadas entre o topo do FPL ($y=-0.738 \text{ m}$) e $y=-4.138 \text{ m}$ (acima de metade da espessura da fundação). De facto, todos os elementos do FPL contribuem para o desenvolvimento da deformação permanente,

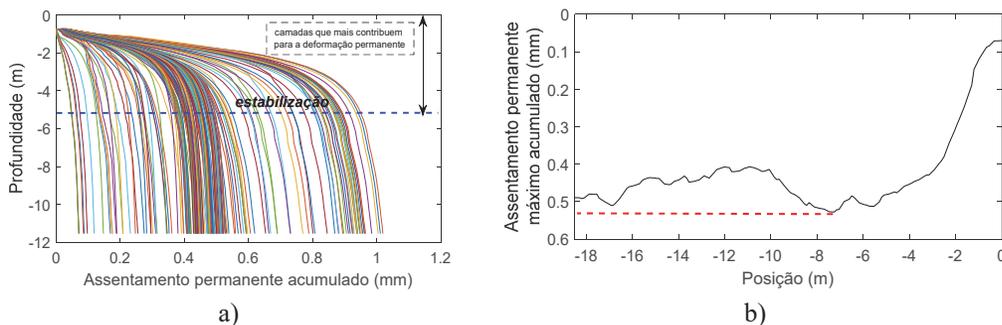


Fig. 16 – Assentamento permanente acumulado na subestrutura (FPL e fundação) em mm: a) ao longo da via (considerando todos os alinhamentos); b) assentamento permanente máximo acumulado ao longo da via.

assim como cerca de 30% dos elementos da fundação. Após a profundidade $y=-4.138$ m, o assentamento permanente estabiliza, o que significa que 70% da fundação não está a contribuir para o desenvolvimento da deformação permanente. Esta informação é de grande utilidade uma vez que mostra que, no dimensionamento da estrutura, deve ser dada especial atenção às propriedades da fundação acima desta profundidade (devem ser selecionados materiais de boa qualidade).

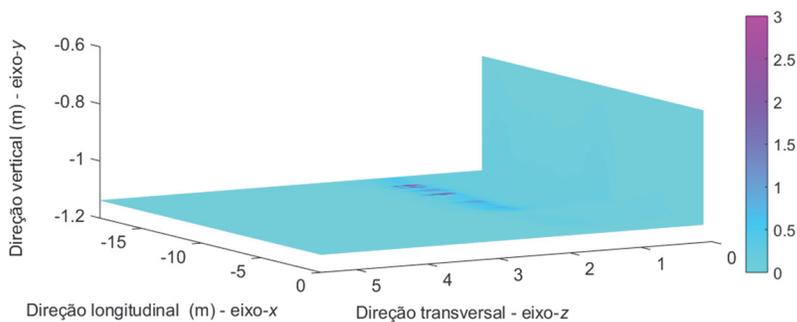
De facto, o valor de 0.52 mm obtido na simulação numérica é próximo do valor obtido nos ensaios realizados à escala real da via em laje, onde o valor máximo de assentamento permanente acumulado obtido foi de 0.53 mm (Čebašek et al., 2018). Neste caso, a estrutura foi submetida a mais de 3 milhões de ciclos de carga. Além disso, no trabalho desenvolvido por Guo e Zhai (2018), os autores estudaram a previsão a longo prazo da degradação da geometria da via (assumindo uma velocidade do comboio de 300 km/h ao longo de 2 anos, o que corresponde a 350400 milhões de ciclos de cargas baseados no tráfego diário atual de cerca de 60 comboios). Este estudo foi desenvolvido considerando um sistema de via em laje de uma linha de alta velocidade e foi realizada uma avaliação do impacto dos assentamentos diferenciais na fundação considerando diferentes combinações de assentamentos: 5 mm/10 m e 5 mm/20 m (função cosseno). Os assentamentos acumulados da fundação em diferentes posições em relação às deformações iniciais apresentam assentamentos acumulados inferiores a 1.5 mm e 0.9 mm considerando as duas combinações, respetivamente. Assim, é possível concluir que os resultados obtidos na simulação numérica explicitada neste trabalho estão dentro desta gama de valores.

A distribuição do assentamento permanente acumulado (em mm) no FPL e na fundação estão representados na Figura 17. O esquema de cores mostra os valores dos assentamentos acumulados na base do FPL (Figura 17a) e fundação (Figura 17b) ao longo das direções de x, y e z. Assim, a partir da Figura 17, é possível concluir que o assentamento permanente máximo acumulado pode não ocorrer exatamente sob o alinhamento do carril. Acrescenta-se ainda, que é possível identificar os valores máximos da deformação permanente em todas as direções (Figura 5): vertical (eixo y), longitudinal (eixo x) e transversal (eixo z).

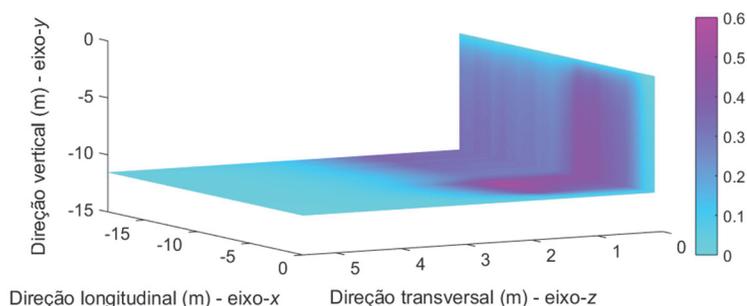
Após a determinação da deformação e assentamento permanentes, os resultados obtidos (em m) foram novamente incluídos no modelo 3D (ANSYS) em cada nó do FPL e da fundação.

3.3.2 – Resultados da análise dinâmica de via deformada

A acumulação da deformação permanente com o número de ciclos de carga pode conduzir a uma alteração progressiva no perfil longitudinal da via.



a)



b)

Fig. 17 – Assentamentos permanentes acumulados (3D) em mm: a) no FPL; b) na fundação.

A Figura 18 apresenta a evolução da deformação vertical ao longo da via (incluindo a zona de transição) dos elementos localizados, por exemplo, no topo da laje de betão e fundação com o número de ciclos de carga.

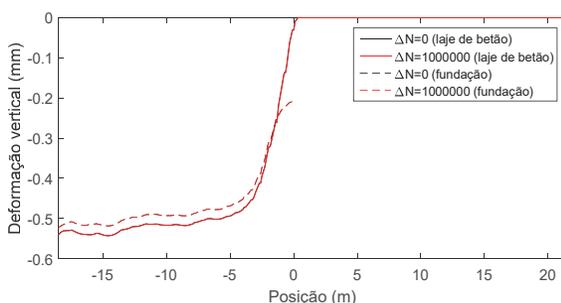


Fig. 18 – Evolução da deformação vertical ao longo da via dependendo do número de ciclos de carga: a) no topo da laje de betão sob o alinhamento do carregamento; b) topo da fundação sob o alinhamento do carregamento.

Analisando os resultados obtidos, é possível elencar algumas conclusões acerca da evolução da deformação permanente na via:

- a magnitude da deformação vertical no topo da laje de betão e topo da fundação é semelhante;

- o impacto da evolução da deformação permanente nos deslocamentos da via não é significativo. As diferenças dos deslocamentos obtidos considerando $\Delta N=0$ e $\Delta N= 1$ milhão de ciclos de carga ao longo da via são quase impossíveis de identificar. As curvas estão praticamente sobrepostas.

Quanto ao deslocamento vertical da roda sobre a via deformada, este inclui a curva inicial de deslocamentos induzidos pelo comboio com o perfil de assentamento da subestrutura (o veículo segue a deformação total da via). Contudo, os valores da deformação permanente são baixos devido à elevada rigidez da via, o que significa que o perfil de assentamento da subestrutura não é tão diferente quando comparado com o perfil não-deformado. De facto, os resultados apresentados na Figura 16 mostram que o assentamento permanente máximo acumulado é inferior ou igual a 0.52 mm.

Nas Figuras 19a e 19b, são apresentadas a variação da força de interação roda-carril e a aceleração dos eixos ao longo da via com o número de ciclos de carga, respetivamente. A variação do deslocamento vertical da roda ao longo da via com o número de ciclos de carga (Figura 19c) mostra que não existem diferenças significativas, sobretudo nas secções próximas da zona de transição ($x=0$ m). No caso da aceleração vertical verificam-se pequenas diferenças imediatamente e depois da transição, ainda que não incrementem o seu valor. Estes resultados e respetivas conclusões são uma indicação do bom desempenho da estrutura simulada.

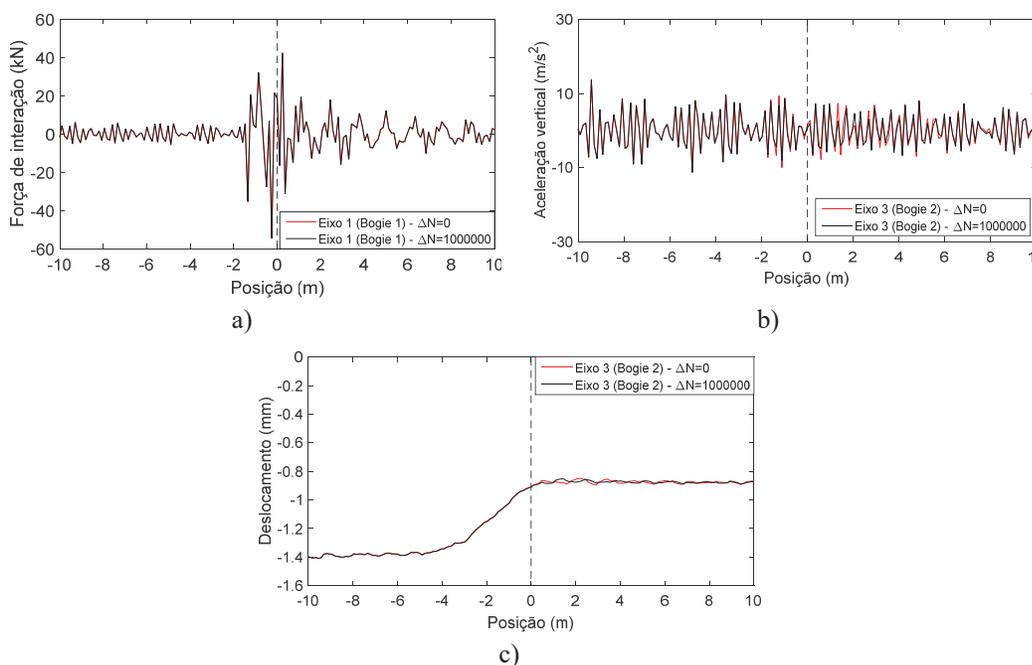


Fig. 19 –a) Variação da força de interação roda-carril (eixo 1) ao longo da via com o número de ciclos de carga; b) variação da aceleração vertical (eixo 3) ao longo da via com o número de ciclos de carga; c) variação do deslocamento da roda (eixo 3) do comboio ao longo da via com o número de ciclos de carga.

A Figura 20 mostra os valores máximos da aceleração vertical ao longo da via nos nós da base do HBL. Na Figura 21, está representada a variação dos valores máximos e mínimos das tensões verticais e longitudinais obtidos ao longo da transição nos nós de topo de HBL com o número de ciclos de carga. Os resultados mostram que as curvas associadas às condições iniciais (via não

deformada/ $\Delta N=0$) e as curvas associadas à via deformada ($\Delta N= 1$ milhão de ciclos de carga) estão praticamente sobrepostas na zona de transição ($x=0$ m). Isto significa que é possível continuar o processo iterativo, incrementando o número de ciclos de carga de forma a observar o incremento das tensões e acelerações nesta camada, assim como as forças de interação. Contudo, devido ao bom desempenho da via, este incremento do número de ciclos de carga pode ter apenas uma influência residual nos resultados.

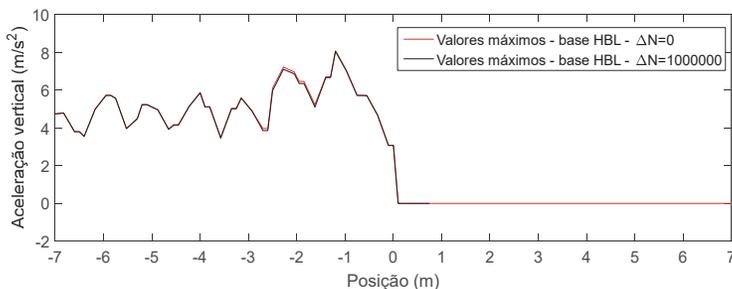


Fig. 20 – Valores máximos da aceleração vertical nos nós da base do HBL ao longo da zona de transição (sob o alinhamento do carregamento).

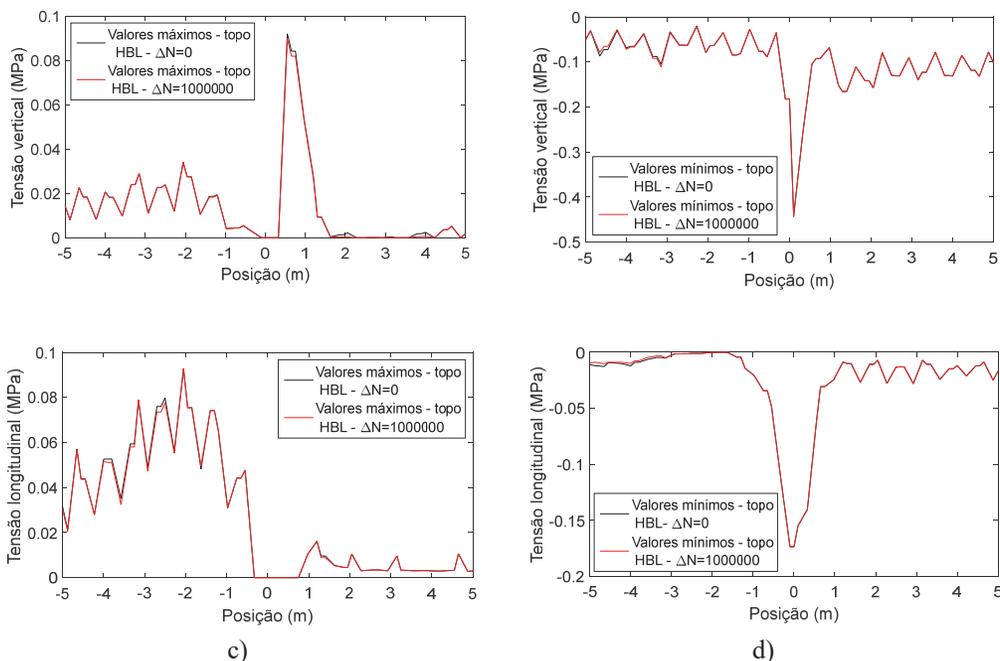


Fig. 21 – Tensão nos nós de topo do HBL ao longo da zona de transição com número de ciclos de carga (sob o alinhamento do carregamento): a) tensões verticais máximas; b) tensões verticais mínimas; c) tensões longitudinais máximas; d) tensões longitudinais mínimas

A partir dos resultados apresentados anteriormente, é possível concluir que esta zona de transição específica considerando o sistema de via em laje apresenta um desempenho bastante satisfatório após 1 milhão de ciclos de carga. Os resultados mostram que a rigidez da estrutura reforçada pela laje de betão condiciona o desempenho a longo prazo, que é apenas dependente da

fundação e do FPL que, neste caso, apresentam boas propriedades mecânicas, exigência que é necessária para este tipo de via.

3.4 – Melhoramento do desempenho na zona de transição

Devido à concentração de tensões na laje de betão e HBL na zona de transição, foi testada a eficácia e eficiência de uma manta resiliente sob a laje de betão no túnel e no aterro (1 m imediatamente antes da transição) de forma a tentar mitigar este fenómeno, otimizar a via em laje e “suavizar” a zona de transição, mesmo apesar do bom desempenho a longo prazo apresentado nas secções anteriores. Esta manta fornece flexibilidade e tenta balancear a rigidez entre o aterro e o túnel. Mais ainda, esta medida pode ser um passo importante na otimização deste sistema em zonas de transição.

Assim, considerando o sistema previamente apresentado, a camada original de argamassa colocada entre a laje de betão e o HBL foi substituída pela manta resiliente na zona do túnel (mantendo a espessura de 40 mm de forma a não alterar a geometria da via), tal como representado na Figura 22.

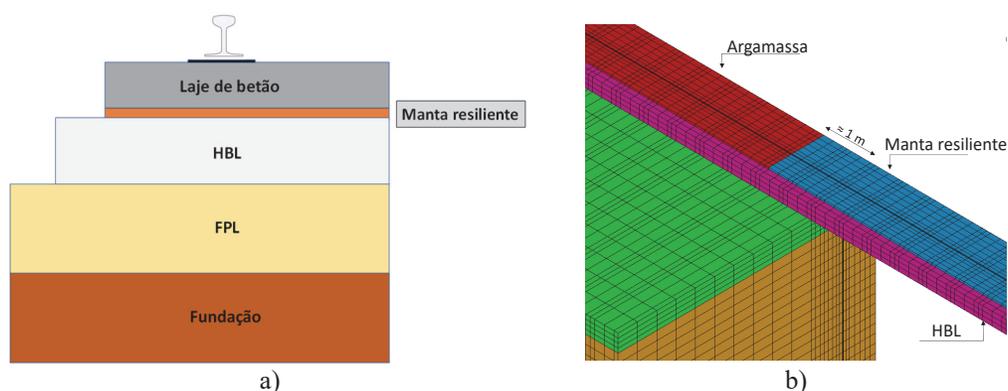


Fig. 22 – a) Posição da manta resiliente; b) modelo 3D com a inclusão da manta resiliente

Tendo em consideração a geometria apresentada na Figura 22, a manta resiliente foi modelada com elementos sólidos considerando uma espessura de 40 mm. Neste estudo, foram testados diferentes valores de rigidez da manta resiliente num processo iterativo. As propriedades adotadas são apresentadas no Quadro 5. O valor da rigidez dinâmica (k) foi adaptado para obter uma transição suave de rigidez entre o aterro e o túnel com a manta resiliente. O valor original foi obtido a partir do catálogo *Trackelast - Slab Track Mats* (Trackelast), assim como a densidade. Relativamente ao amortecimento, os valores adotados foram definidos com base no trabalho desenvolvido por Zbiciak et al. (2017) considerando um amortecimento de $\xi=2.5\%$. Acrescenta-se ainda que foi adotado um coeficiente *Poisson* de 0 uma vez que os elementos que estão a modelar a manta resiliente estão confinados devido à ligação com a laje de betão e HBL. Isto significa que este material apenas se pode deformar na direção vertical.

Quadro 5 – Propriedades da manta resiliente

k (kN/mm ³)	E (Pa)	ρ (kg/m ³)	ν	α ($\xi=2.5\%$)	β ($\xi=2.5\%$)
0.126	5.04×10^6	450	0	1.5325	3.88183×10^{-5}
k =rigidez; E = modulo de <i>Young</i> ; ρ = baridade; ν = coeficiente de <i>Poisson</i> ; α = parâmetro da matriz de amortecimento <i>Rayleigh</i> que multiplica a matriz de massa do sistema; β = parâmetro da matriz de amortecimento <i>Rayleigh</i> que multiplica a matriz de rigidez global					

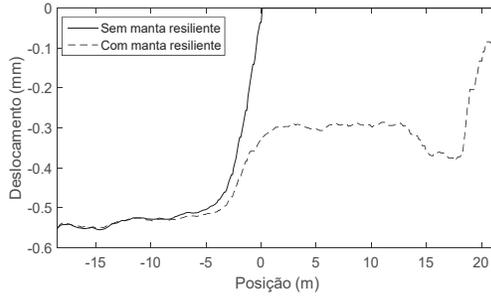


Fig. 23 – Comparação dos deslocamentos verticais com e sem manta resiliente: deslocamentos máximos nos nós de topo da laje de betão ao longo da via

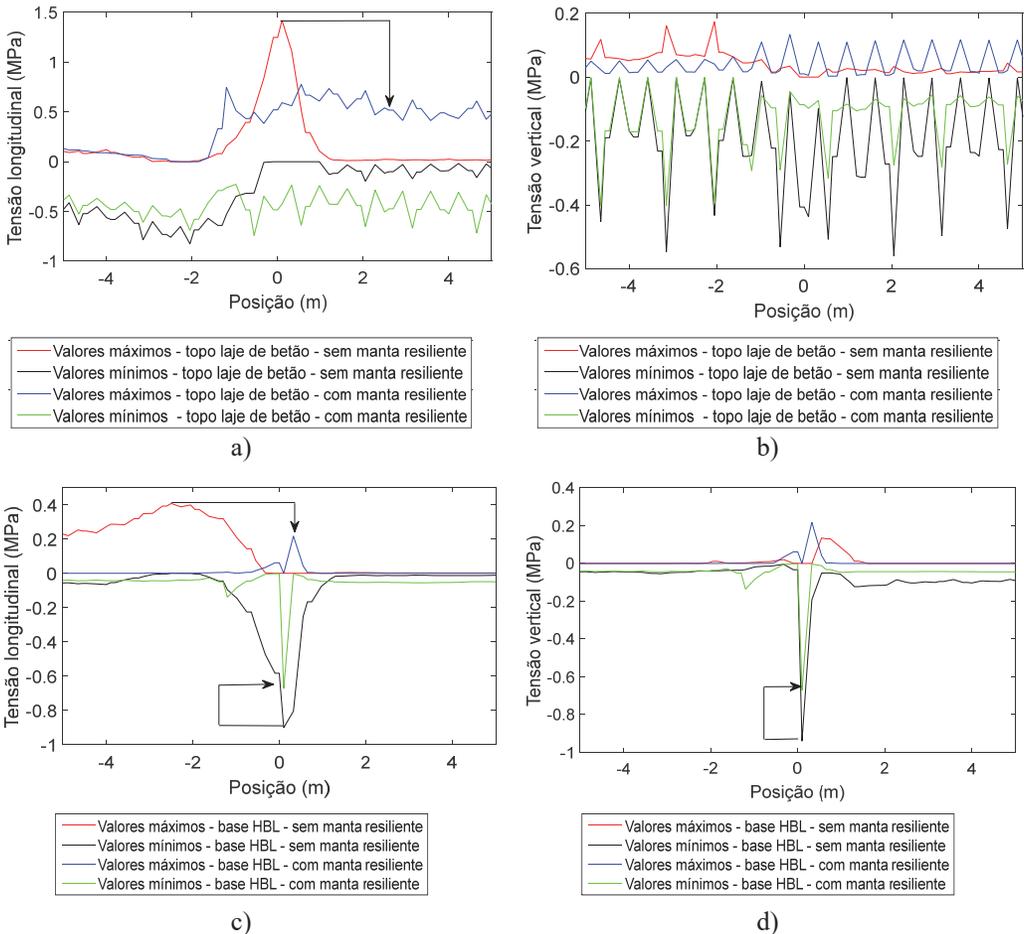


Fig. 24 – Comparação das tensões com e sem manta resiliente: a) tensões longitudinais ao longo da via nos nós de topo da laje de betão; b) tensões verticais ao longo da via nos nós de topo da laje de betão; c) tensões longitudinais ao longo da via nos nós da base do HBL; d) tensões verticais ao longo da via nos nós da base do HBL

Os resultados do modelo relativos aos valores dos deslocamentos nos nós de topo da laje de betão (Figura 23) mostram uma transição mais suave (curva a tracejado – situação com manta resiliente) quando comparados com a situação sem a manta resiliente, onde os deslocamentos são zero a partir da transição na posição $x=0$ m.

Apesar da importante análise dos deslocamentos, é fundamental avaliar o efeito da manta nas tensões verticais e longitudinais. Os resultados relativos à laje de betão e HBL são apresentados na Figura 24, os quais mostram uma redução dos níveis das tensões longitudinais e verticais ao longo da via. Relativamente à laje de betão, os resultados apresentam uma redução, quer dos valores da tensão máxima longitudinal, quer das tensões verticais, ambos na posição $x=0$ m. Esta atenuação das tensões é também visível no HBL ao nível das tensões verticais e longitudinais.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este artigo apresenta um extenso e completo estudo sobre o desempenho da via em laje de betão considerando diferentes condições de apoio ao longo de uma zona de transição. Assim, foi desenvolvido um modelo numérico 3D acoplado com a implementação de um modelo empírico de deformação permanente, que permite simular o processo de degradação da via.

Relativamente ao comportamento dinâmico a curto-prazo da via, foi analisada, em detalhe, a influência da passagem dos primeiros quatro bogies em termos de deslocamentos, acelerações e tensões na via em laje. Os resultados mostram uma concentração de tensões na laje de betão e HBL na zona de transição, bem como a variação dos deslocamentos dinâmicos verticais dos eixos do comboio, para além de um incremento da aceleração vertical dos eixos e das forças de interação roda-carril na zona de transição. Os deslocamentos dos carris, laje de betão, HBL, FPL e fundação mostram uma variação significativa na resposta ao longo da passagem do comboio.

Em relação ao comportamento a longo prazo, foi implementada uma metodologia híbrida capaz de simular os assentamentos induzidos na zona de transição e proximidades e avaliar os seus impactos no comportamento dinâmico da via. Assim, a deformação permanente induzida nos elementos do FPL e fundação foram calculados usando o MATLAB, com base nos níveis de tensão obtidos no modelo 3D de elementos finitos. O assentamento foi posteriormente aplicado em todos os nós da subestrutura do modelo 3D. Os resultados mostram que o assentamento permanente máximo acumulado da via em laje sobre o aterro e sob o alinhamento do carregamento é próximo de 0.52 mm. Além disso, verifica-se que a estrutura mostra um comportamento a longo prazo bastante satisfatório após 1 milhão de ciclos de carga. Relevante foi também a informação obtida de que apenas cerca de 30% da parte superior da fundação contribui para o desenvolvimento da deformação permanente e respetivo assentamento permanente acumulado.

Devido à concentração de tensões na superestrutura (laje de betão e HBL) na zona de transição, foi incluída uma manta resiliente sob a laje de betão no túnel e no primeiro metro do aterro imediatamente antes da zona de transição de forma a tentar mitigar este fenómeno. Os resultados obtidos mostram um bom desempenho da manta visto que fornece uma flexibilidade adicional ao sistema no túnel e reduz os picos de tensões na zona de transição, para além de reduzir os níveis de tensão na laje de betão e HBL.

5 – AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi parcialmente realizado no âmbito do In2Track2, um projeto de investigação do Shift2Rail. Este trabalho foi também parcialmente financiado pela FCT/MCTES através de fundos nacionais (PIDDAC) no âmbito da Unidade de I&D *Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering* (ISISE), sob a referência UIDB/04029/2020, e sob a referência LA/P/0112/2020 do Laboratório Associado *Laboratory Advanced Production and Intelligent Systems* ARISE sob a referência LA/P/0112/2020. Este trabalho foi também financiado por fundos nacionais através da FCT - Fundação para a Ciência e Tecnologia, ao abrigo do contrato de

subvenção [PD/BD/127814/2016] atribuído a Ana Ramos. Adicionalmente, contou com o apoio financeiro de: Base Funding - UIDB/04708/2020 do CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiado por fundos nacionais através do FCT/MCTES (PIDDAC). Os autores também reconhecem também o projeto europeu IN2ZONE.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abdelkrim, M.; Bonnet, G.; Buhan, P. D. (2003). *A computational procedure for predicting the long term residual settlement of a platform induced by repeated traffic loading*. Computers and Geotechnics, 30, 463–476, [https://doi.org/10.1016/S0266-352X\(03\)00010-7](https://doi.org/10.1016/S0266-352X(03)00010-7).
- Alves Ribeiro, C. (2012). *Transições Aterro – Estrutura em Linhas Ferroviárias de Alta Velocidade: Análise Experimental e Numérica*. PhD thesis Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- Alves Ribeiro, C.; Calçada, R.; Delgado, R. (2018). *Calibration and experimental validation of a dynamic model of the train-track system at a culvert transition zone*. Structure and Infrastructure Engineering, 14, 604–618, <https://doi.org/10.1080/15732479.2017.1380674>.
- Alves Ribeiro, C.; Paixão, A.; Fortunato, E.; Calçada, R. (2015). *Under sleeper pads in transition zones at railway underpasses: numerical modelling and experimental validation*. Structure and Infrastructure Engineering, 11, 1432–1449, <https://doi.org/10.1080/15732479.2014.970203>.
- Arema. *Implementing track transition solutions for heavy axle load service*. (2005) In Proceedings of the AREMA 2005 Annual Conferences, Chicago, IL, USA, 25–28 September.
- Asghari, K.; Sotoudeh, S.; Zakeri, J.-A. (2021). *Numerical evaluation of approach slab influence on transition zone behavior in high-speed railway track*. Transportation Geotechnics, 28, 100519, <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2021.100519>.
- Banimahd, M.; Woodward, P. K.; Kennedy, J.; Medero, G. M. (2012). *Behaviour of train-track interaction in stiffness transitions*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Transport, 165, 205–214, <https://doi.org/10.1680/tran.10.00030>.
- Čebašek, T. M.; Esen, A.F.; Woodward, P. K.; Laghrouche, O.; Connolly, D. P. (2018). *Full scale laboratory testing of ballast and concrete slab tracks under phased cyclic loading*. Transportation Geotechnics, 17, 33–40, <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2018.08.003>.
- Chen, R.; Chen, J.; Zhao, X.; Bian, X.; Chen, Y. (2014). *Cumulative settlement of track subgrade in high-speed railway under varying water levels*. International Journal of Rail Transportation, 2, 205–220, <https://doi.org/10.1080/23248378.2014.959083>.
- Coelho, B.; Hölscher, P.; Priest, J.; Powrie, W.; Barends, F. (2011). *An assessment of transition zone performance*. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit, 225, 129–139, <https://doi.org/10.1177/09544097JRRT389>.
- Connolly, D.; Giannopoulos, A.; Forde, M. C. (2013). *Numerical modelling of ground borne vibrations from high speed rail lines on embankments*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 46, 13–19, <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2012.12.003>.
- Dahlberg, T. (2004). *Railway track settlements - a literature review*. The EU project SUPERTRACK. Linköping, Sweden.
- Ferreira, P. (2010). *Modelling and prediction of the dynamic behaviour of railway infrastructures at very high speeds*. PhD Thesis, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.

- Ferreira, P. A.; López-Pita, A. (2013). *Numerical modeling of high-speed train/track system to assess track vibrations and settlement prediction*. Journal of Transportation Engineering, 139, 330-337, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)TE.1943-5436.0000482](https://doi.org/10.1061/(ASCE)TE.1943-5436.0000482).
- Fröhling, R. D. (1997). *Deterioration of railway track due to dynamic vehicle loading and spatially varying track stiffness*. PhD thesis, University of Pretoria. Pretoria.
- Fröhling, R. D.; Scheffel, H.; Ebersöhn, W. (1996). *The vertical dynamic response of a rail vehicle caused by track stiffness variations along the track*. Vehicle System Dynamics, 25, 175-187, <https://doi.org/10.1080/00423119608969194>.
- Gomes Correia, A.; Ramos, A. (2021). *A geomechanics classification for the rating of railroad subgrade performance*. Railway Engineering Science, 30, 323-359, <https://doi.org/10.1007/s40534-021-00260-z>.
- Grossoni, I.; Powrie, W. ; Zervos, A. ; Bezin, Y. ; Le Pen, L. (2021). *Modelling railway ballasted track settlement in vehicle-track interaction analysis*. Transportation Geotechnics, 26, 100433, <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100433>.
- Guo, Y.; Zhai, W. (2018). *Long-term prediction of track geometry degradation in high-speed vehicle-ballastless track system due to differential subgrade settlement*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 113, 1-11, <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.05.024>.
- Hunt, H. E. M. (1996). *Track settlement adjacent to bridge abutments*. Paper presented at the Vehicle-Infrastructure Interaction IV, San Diego, CA.
- Hunt, H. E. M. (1997). *Settlement of railway track near bridge abutments*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Transport, 123, 68-73, <https://doi.org/10.1680/itrans.1997.29182>.
- Indraratna, B.; Babar Sajjad, M.; Ngo, T.; Gomes Correia, A.; Kelly, R. (2019). *Improved performance of ballasted tracks at transition zones: A review of experimental and modelling approaches*. Transportation Geotechnics, 21, <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2019.100260>.
- Johnson, K. L. (1985). *Contact Mechanics*, Cambridge, Cambridge University Press.
- Kennedy, J.; Woodward, P. K.; Medero, G.; Banimahd, M. (2013). *Reducing railway track settlement using three-dimensional polyurethane polymer reinforcement of the ballast*. Construction and Building Materials, 44, 615-625, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.03.002>.
- Li, S.; Wei, L.; Chen, X.; He, Q.; Chen, A. (2021). *Dynamic characteristics of subgrade-bridge transitions in heavy-haul railways under roller excitation*. Transportation Geotechnics, 29, 100589, <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2021.100589>.
- Li, Z. G.; Wu, T. X. (2008) *Vehicle/Track Impact Due to Passing the Transition between a Floating Slab and Ballasted Track*. In: Schulte-Werning B. et al. (eds) Noise and Vibration Mitigation for Rail Transportation Systems. Notes on Numerical Fluid Mechanics and Multidisciplinary Design, vol 99. Springer, Berlin, Heidelberg, https://doi.org/10.1007/978-3-540-74893-9_13.
- López-Pita, A.; Teixeira, P. F.; Casas-Esplugas, C.; Ubalde, L. (2006). *Deterioration in geometric track quality on high speed lines: the experience of the Madrid-Seville high speed line (1992-2002)*. Transportation Research Board 85th Annual Meeting. Washington DC, United States.
- Lundqvist, A.; Larsson, R.; Dahlberg, R. (2006). *Influence of railway track stiffness variations on wheel/rail contact force*. Workshop Track for high speed railways, Porto, Portugal.

- Momoya, Y.; Takahashi, T.; Nakamura, T. (2016). *A study on the deformation characteristics of ballasted track at structural transition zone by multi-actuator moving loading test apparatus*. *Transportation Geotechnics*, 6, 123-134, <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2015.11.001>.
- Nicks, J. (2009). *The bump at the end of the railway bridge*. PhD Thesis, Texas A&M University
- Paixão, A. (2014). *Transition Zones in railway tracks - an experimental and numerical study on the structural behaviour*. PhD Thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- Paixão, A.; Fortunato, E.; Calçada, R. (2016). *A contribution for integrated analysis of railway track performance at transition zones and other discontinuities*. *Construction and Building Materials*, 111, 699-709, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.126>.
- Ramos, A.; Gomes Correia, A.; Calçada, R.; Alves Costa, P. (2021a). *Stress and permanent deformation amplification factors in subgrade induced by dynamic mechanisms in track structures*. *International Journal of Rail Transportation*, 1-33, <https://doi.org/10.1080/23248378.2021.1922317>.
- Ramos, A.; Gomes Correia, A.; Calçada, R.; Alves Costa, P.; Esen, A.; Woodward, P. K.; Connolly, D. P.; Laghrouche, O. (2021b). *Influence of track foundation on the performance of ballast and concrete slab tracks under cyclic loading: Physical modelling and numerical model calibration*. *Construction and Building Materials*, 277, 122245, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.122245>.
- Ramos, A.; Gomes Correia, A.; Indraratna, B.; Ngo, T.; Calçada, R.; Costa, P. A. (2020). *Mechanistic-empirical permanent deformation models: Laboratory testing, modelling and ranking*. *Transportation Geotechnics*, 23, 100326, <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100326>.
- Shahraki, M.; Warnakulasooriya, C.; Witt, K.-J. (2015). *Numerical Study of Transition Zone Between Ballasted and Ballastless Railway Track*. *Transportation Geotechnics*, 3, 58-67, <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2015.05.001>.
- Shahraki, M.; Witt, K.-J. (2015). *3D Modeling of Transition Zone between Ballasted and Ballastless High-Speed Railway Track*. *Journal of Traffic and Transportation Engineering* 3, 234-240, <https://doi.org/10.17265/2328-2142/2015.04.005>.
- Shan, Y.; Albers, B.; A., S. S. (2013). *Influence of different transition zones on the dynamic response of track-subgrade systems*. *Computers and Geotechnics*, 48, 21-28, <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2012.09.006>.
- Trackelast. -. *Slab Track Mats* [Online]. <http://www.trackelast.com/slab-track-mats.html>: Trackelast Available: <http://www.trackelast.com/slab-track-mats.html> [Accessed 2020].
- Varandas, J. N.; Hölscher, P.; Silva, M. A. G. (2011). *Dynamic behaviour of railway tracks on transitions zones*. *Computers & Structures*, 89, 1468-1479, <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2011.02.013>.
- Varandas, J. N.; Hölscher, P.; Silva, M. A. (2013). *Settlement of ballasted track under traffic loading: Application to transition zones*. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineering, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, <https://doi.org/10.1177/0954409712471610>.
- 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, 116-127, <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.07.013>.

- Wang, H.; Markine, V. (2018). *Modelling of the long-term behaviour of transition zones: Prediction of track settlement*. *Engineering Structures*, 156, 294-304, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.11.038>.
- Wang, H.; Markine, V. (2019). *Dynamic behaviour of the track in transitions zones considering the differential settlement*. *Journal of Sound and Vibration*, 459, 114863, <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2019.114863>.
- Werkmeister, S. (2003). *Permanent deformation behavior of unbound granular materials*. PhD Thesis, University of Technology, Dresden, Germany.
- Woodward, P. K.; Laghrouche, O.; Mezher, S. B; Connolly, D. P. (2015) *Application of Coupled Train-Track Modelling of Critical Speeds for High-Speed Trains using Three-Dimensional Non-Linear Finite Elements*. *International Journal of Railway Technology*, 1-35, <https://doi.org/10.4203/ijrt.4.3.1>.
- Zbiciak, A.; Kraškiewicz, C.; Oleksiewicz, W.; Płudowska, M.; Lipko, C. (2017). *Mechanical modelling and application of vibroacoustic isolators in railway tracks*. *MATEC Web of Conferences*, 117, 00090, <https://doi.org/10.1051/mateconf/201711700090>.
- Zhang, S.; Zhang, W.; Jin, X. (2007). *Dynamics of high speed wheel/rail system and its modelling*. *Chinese Science Bulletin*, 52, 1566-1575, <https://doi.org/10.1007/s11434-007-0213-1>.

ESTABILIDADE GLOBAL DE CORTINAS MONO-ANCORADAS SOB ACÇÕES SÍSMICAS

Overall stability of single-anchored retaining walls under seismic actions

José M. S. Mesquita^a, Nuno Guerra^b

^a COBA, Lisboa, Portugal

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

RESUMO – Neste estudo apresenta-se uma metodologia de dimensionamento em relação à estabilidade global de estruturas de suporte flexíveis mono-ancoradas, sob acções sísmicas, em solo respondendo em condições drenadas. O procedimento seguido assenta no método do apoio simples para a determinação da profundidade enterrada e no método de Broms para a determinação do comprimento da ancoragem. A acção sísmica é simulada através de forças estáticas equivalentes. Procedem-se a uma análise paramétrica onde se avaliam as influências da intensidade da acção sísmica através do ângulo de inércia sísmico, do ângulo de resistência ao corte do solo, da inclinação das ancoragens e do valor da sobrecarga uniforme actuante no terreno suportado. Com base nos resultados, propõe-se um critério para a localização da selagem da ancoragem em função do ângulo de resistência ao corte do solo e do ângulo de inércia sísmico.

ABSTRACT – This study presents a design methodology for the overall stability of single anchored retaining walls under seismic actions, in soil under drained conditions. The procedure used is based on the free-earth-support method for determining the embedded depth and on Broms' method for determining the anchor length. The seismic action is simulated through the application of equivalent static forces. A parametric analysis is carried out to evaluate the influence of the intensity of the seismic action through the seismic inertia angle, of the soil friction angle, of the anchor inclination and of the values of the uniform load acting on the backfill soil. Based on the results obtained, a criterion is proposed for the location of the anchor bond length depending on the soil friction angle and on the seismic inertia angle.

Palavras Chave – cortinas mono-ancoradas, estabilidade global, acções sísmicas.

Keywords – single-anchored retaining walls, overall stability, seismic actions.

1 – INTRODUÇÃO

As cortinas mono-ancoradas são casos particulares de estruturas de suporte flexíveis em que a estabilidade é garantida pela sua profundidade enterrada e pela força num único nível de ancoragens. Nestas estruturas é necessário verificar a estabilidade global. Tipicamente, esta verificação é feita através de métodos clássicos como os de Kranz (1953), de Broms (1968) ou outros baseados no método de Kranz, como o de Ranke e Ostermayer (1968).

E-mails: j.mesquita@cobagroup.com (J. Mesquita), nguerra@fct.unl.pt (N. Guerra)

ORCID: orcid.org/0000-0001-8380-9902 (N. Guerra)

Neste estudo, apresenta-se uma metodologia de cálculo da estabilidade global baseada no método de Broms que inclui os efeitos da acção sísmica através da adição de forças estáticas equivalentes.

O caso considerado admite solo respondendo em condições drenadas, cuja resistência é caracterizada pelo ângulo de resistência ao corte.

Na metodologia proposta, admite-se que a profundidade enterrada da cortina é determinada pelo método do apoio móvel, sendo esta a profundidade assumida para a verificação da estabilidade global.

Realiza-se uma análise paramétrica com o fim de estudar a influência da intensidade da acção sísmica, do ângulo de resistência ao corte do solo, da inclinação das ancoragens e da sobrecarga aplicada ao terreno suportado. Por fim, com base nos resultados obtidos, propõe-se um critério para a localização das selagens das ancoragens que poderá constituir uma ferramenta de pré-dimensionamento em relação à estabilidade global deste tipo estruturas.

2 – A QUESTÃO DO EQUILÍBRIO GLOBAL DE CORTINAS ANCORADAS

Conforme referido, classicamente a verificação do equilíbrio global de cortinas ancoradas é feita recorrendo aos métodos de Kranz (1953), de Broms (1968) ou a métodos que derivam do método de Kranz. Todos eles são métodos de equilíbrio limite e foram desenvolvidos especificamente para tratar do problema da estabilidade global de cortinas ancoradas. Em paralelo com estes métodos e por vezes incorrectamente substituindo-os na prática corrente, recorre-se a condições semi-empíricas que procuram definir a localização dos bolbos de selagem das ancoragens.

2.1 – Condições semi-empíricas de localização da selagem

As condições semi-empíricas de localização da selagem não tratam a estabilidade global directamente. A mais frequente destas condições está representada na Figura 1; nela estabelece-se que o comprimento livre (L_ℓ) mínimo é definido pela cunha activa nas condições de Rankine e por uma linha a uma distância adicional, d , da superfície da cunha, sendo que a selagem, de comprimento L_s , deverá ser executada para lá dessa linha.

O cumprimento destas condições empíricas, conforme mostrado por Santos Josefino et al. (2014), não garante a estabilidade global de cortinas ancoradas, apesar de, como se referiu, por vezes tais condições serem interpretadas como assegurando essa estabilidade. Estas condições devem, por-

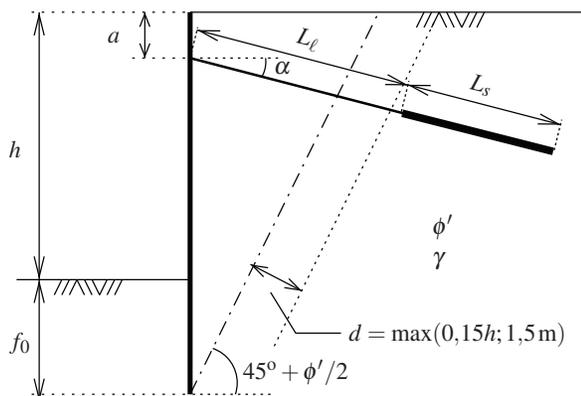


Fig. 1 – Representação esquemática da condição empírica de localização da selagem das ancoragens (adaptado de Santos Josefino et al., 2014).

tanto, ser encaradas como metodologias que definem um comprimento mínimo das ancoragens, havendo ainda que fazer uma verificação explícita da estabilidade global.

Por outro lado, importa referir que a estas condições empíricas não está associada qualquer acção sísmica e que, apesar de se poder certamente adaptar o critério ao caso da existência de tais acções, através da alteração da inclinação da cunha, não se encontrou tal procedimento na bibliografia consultada.

O Eurocódigo 8 (NP EN 1998-5, 2010) propõe uma expressão para o comprimento livre admitindo carregamento sísmico que, para o caso de estruturas de suporte ancoradas, se pode escrever como:

$$L_{\ell, \text{sismo}} = L_{\ell, \text{sem sismo}} (1 + 1,5k_h) \quad (1)$$

sendo $L_{\ell, \text{sismo}}$ e $L_{\ell, \text{sem sismo}}$ os comprimentos livres mínimos para as situações com e sem sismo, desprezando a espessura da estrutura de suporte e da cabeça das ancoragens.

Refere-se, finalmente, que há outras regras práticas que têm efeitos na localização da zona de selagem das ancoragens e que têm por esse motivo relevância para a definição do comprimento das ancoragens. Como exemplo, menciona-se o comprimento livre mínimo (da ordem dos 5 m) e a profundidade mínima da selagem (também dessa ordem de grandeza).

2.2 – Métodos clássicos de verificação da estabilidade global

Kranz (1953) estudou a estabilidade global de uma estrutura de suporte com um nível de ancoragens de viga ou placa. O método foi estendido aos casos de cortinas suportadas por um ou mais níveis de ancoragens pré-esforçadas, seladas no terreno, por Jelinek e Ostermayer (1967) e por Ranke e Ostermayer (1968). Neste estudo, designa-se por “método de Kranz” a aplicação feita por aqueles autores ao caso de cortinas com um nível de ancoragens seladas no terreno. Este caso foi também o considerado por Broms (1968).

Os dois métodos – Kranz e Broms – são métodos de equilíbrio limite, que estudam o equilíbrio da massa de solo $ABCD$ que se indica na Figura 2. Admite-se no presente trabalho que o ponto C se localiza a meio da selagem, ou seja, que L_u é dado por:

$$L_u = L_\ell + \frac{L_s}{2} \quad (2)$$

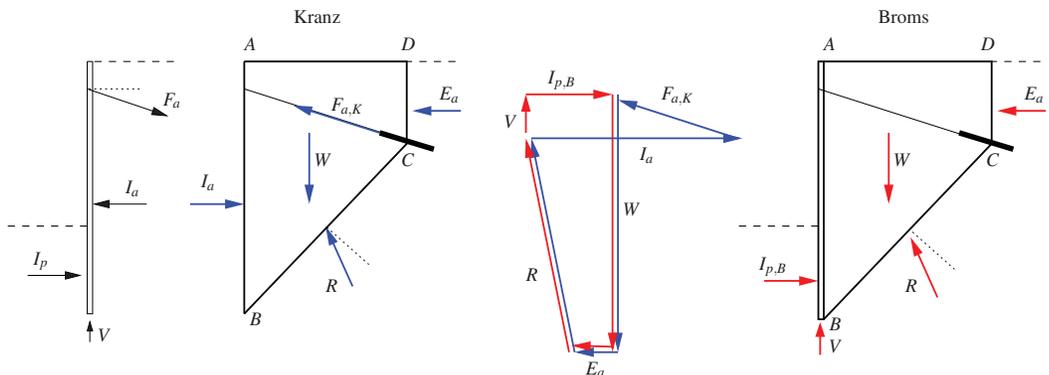


Fig. 2 – Representação das forças envolvidas na análise de estabilidade global pelos métodos de Kranz (à esquerda) e de Broms (à direita) e respectivos polígonos de forças (adaptado de Santos Josefino et al., 2014).

O método de Broms estuda o equilíbrio global do conjunto composto pela massa de solo $ABCD$ e pela cortina, incluindo, portanto, a ancoragem. As forças actuantes são, assim, o impulso passivo,

I_p , a força no pé da cortina, V , o peso da massa de solo $ABCD$, W , o impulso activo actuante na massa de solo, à direita, E_a , e a força R . No que se indica na Figura 2, não se considera o peso próprio da parede, mas tal força poderia facilmente ser considerada. A força na ancoragem é uma força interna ao conjunto parede e solo, pelo que não entra no equilíbrio desse conjunto.

Broms (1968) define coeficiente de segurança à estabilidade global como a relação entre o impulso I_p que se pode mobilizar na altura enterrada da cortina e o impulso passivo I_{pB} necessário para, numa dada geometria, garantir o equilíbrio da massa de solo e da cortina, ou seja, para que o polígono de forças representado na Figura 2 fique fechado:

$$FS_B = \frac{I_p}{I_{pB}} \quad (3)$$

Broms considera que o valor mínimo deste coeficiente de segurança é 1,5. Propõe igualmente uma alternativa a este coeficiente, através da minoração da tangente do ângulo de resistência ao corte, por um coeficiente com o valor de 1,3.

O método de Kranz considera o equilíbrio da cortina e da massa de solo separadamente, assumindo que a cortina se encontra em equilíbrio, como resultado do seu dimensionamento, e estudando, portanto o equilíbrio da massa de solo. O equilíbrio da cortina (Figura 2) implica o equilíbrio entre o impulso passivo, I_p , o impulso activo, I_a , a força na ancoragem, F_a e a força no pé da cortina, V (continuando a não considerar o peso próprio da parede). O equilíbrio da massa de solo implica o equilíbrio das forças I_a , W , E_a , R e F_a . O coeficiente de segurança FS_K definido por Kranz é o quociente entre o valor de $F_{a,K}$ determinado pelo equilíbrio de forças apresentado e a força de serviço dessa ancoragem, F_a :

$$FS_K = \frac{F_{a,K}}{F_a} \quad (4)$$

Também para FS_K é tradicionalmente adoptado o valor de 1,5.

O que se apresentou mostra que os dois métodos diferem no volume considerado para o equilíbrio e na forma como consideram, na sua versão original, o coeficiente (global) de segurança – o impulso passivo (Broms) e na força na ancoragem (Kranz). Na situação de equilíbrio limite ($FS_B = FS_K = 1$) os dois métodos são equivalentes, se a cortina estiver em equilíbrio (Santos Josefino et al., 2014).

3 – METODOLOGIA DE CÁLCULO

3.1 – Colocação do problema

O problema em estudo é o definido na Figura 1 considerando ainda uma sobrecarga uniformemente distribuída na superfície do terreno suportado e a acção sísmica, caracterizada por coeficientes sísmicos (Figura 3). Trata-se de uma cortina mono-apoiada caracterizada pela profundidade de escavação, h , pela sua profundidade enterrada (também designada de ficha), f_0 , pelo nível de ancoragens seladas no terreno executadas à profundidade a do topo da cortina e fazendo um ângulo α com a horizontal, e pela sobrecarga, q . O solo é caracterizado pelo ângulo de resistência ao corte, ϕ' , e pelo peso volúmico, γ . A superfície do terreno é horizontal, tanto do lado do terreno suportado como do lado da escavação. Despreza-se o ângulo de atrito solo-estrutura, como é habitual no dimensionamento de cortinas mono-ancoradas.

A acção sísmica é simulada através de forças de inércia que resultam da multiplicação de coeficientes sísmicos, k_h e k_v , pelas forças de massa envolvidas. O peso próprio da cortina é desprezado, assim como a força V . Tal significa que, neste modelo, habitual, como se referiu, em que não se

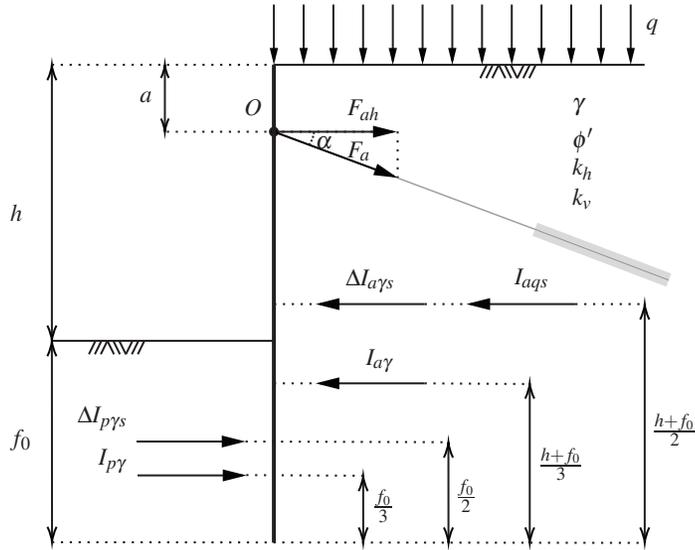


Fig. 3 – Representação esquemática do problema em estudo e das forças consideradas aplicadas à cortina para a determinação da sua profundidade enterrada, f_0 .

considera o atrito solo-estrutura, a verificação de equilíbrio vertical não é explicitamente feita, assumindo-se que a força V e o atrito solo-estrutura do lado passivo (que existe, apesar de não ser considerado) são suficientes para equilibrar a componente vertical da força no nível de ancoragens.

3.2 – Determinação da profundidade enterrada

Utiliza-se o método do apoio móvel para o cálculo da profundidade enterrada da cortina. Em rigor, a metodologia de dimensionamento em relação à estabilidade global que se descreve na secção 3.3 seria igualmente aplicável recorrendo a outros métodos para o cálculo de f_0 , o que levaria, naturalmente, a resultados diferentes daqueles que são apresentados no presente estudo.

A Figura 3 esquematiza as forças a considerar, incluindo os impulsos de terras resultantes da acção sísmica. O cálculo desses impulsos foi feito com recurso à teoria de Mononobe-Okabe (Okabe, 1926; Mononobe e Matsuo, 1926). Pelo equilíbrio de momentos provocados pelos impulsos de terras em relação ao ponto onde se pretende aplicar a força na ancoragem, determina-se f_0 .

Na Figura, F_{ah} representa a componente horizontal da força na ancoragem, $I_{a\gamma}$ é o impulso activo estático que resulta do peso de terras, $I_{p\gamma}$ é o impulso passivo estático, $\Delta I_{a\gamma s}$ é o acréscimo de impulso activo devido ao peso de terras causado pelo sismo, $\Delta I_{p\gamma s}$ é o acréscimo de impulso passivo causado pelo sismo (na realidade, $\Delta I_{p\gamma s}$ é normalmente negativo, pelo que o seu efeito será o de um decréscimo no impulso passivo) e I_{aqs} é o impulso total sísmico (estático e o acréscimo de impulso sísmico) devido à sobrecarga.

O impulso estático devido ao peso de terras é dado por:

$$I_{a\gamma} = \frac{1}{2} K_{a\gamma} \gamma (h + f_0)^2 \quad (5)$$

em que $K_{a\gamma}$ é obtido pela expressão de Rankine ($K_{a\gamma} = (1 - \text{sen } \phi') / (1 + \text{sen } \phi')$).

O impulso passivo estático é dado por:

$$I_{p\gamma} = \frac{1}{2} K_{p\gamma} \gamma f_0^2 \quad (6)$$

sendo $K_{p\gamma}$ o coeficiente de impulso passivo de Rankine ($K_{p\gamma} = (1 + \text{sen } \phi') / (1 - \text{sen } \phi')$).

O acréscimo de impulso activo sísmico é determinado através de:

$$\Delta I_{a\gamma s} = I_{a\gamma s} - I_{a\gamma} \quad (7)$$

em que $I_{a\gamma s}$ é o impulso activo sísmico, dado por:

$$I_{a\gamma s} = \frac{1}{2} K_{a\gamma s} \gamma (h + f_0)^2 \quad (8)$$

e $I_{a\gamma}$ é o impulso activo estático, dado pela equação 5. A razão para a consideração de $I_{a\gamma}$ e $\Delta I_{a\gamma s}$ separadamente (em lugar de $I_{a\gamma s}$) é o facto de resultados analíticos e de ensaios (Seed e Whitman, 1970; Steedman e Zeng, 1990) terem mostrado que a resultante do impulso activo sísmico se encontra acima de um terço da altura do paramento, pelo que se adoptou a prática comum de separar a força do impulso activo sob acção sísmica em duas componentes, conforme indicado na Figura 3. Nesta figura, o impulso activo estático encontra-se aplicado a um terço da altura e o acréscimo de impulso devido ao sismo a meia altura, conforme recomendado pelo Eurocódigo 8 (NP EN 1998-5, 2010). Na equação 8, $K_{a\gamma s}$ é dado pela expressão de Mononobe-Okabe que, para terremo horizontal, paramento vertical e ausência de atrito solo-estrutura vem:

$$K_{a\gamma s} = \frac{(1 + k_v) \cos^2 (\phi' - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \left(\frac{\text{sen } \phi' \text{ sen } (\phi' - \theta)}{\cos \theta} \right)^{1/2} \right]^2} \quad (9)$$

Nesta equação, θ é o ângulo de inércia sísmico dado por:

$$\theta = \text{arctg} \left(\frac{k_h}{1 + k_v} \right) \quad (10)$$

Faz-se ainda notar que, por uma questão de conveniência de representação das equações que se obtêm em seguida, se opta neste estudo por incorporar nos coeficientes de impulso o factor $(1 + k_v)$ que, por vezes, em alguma literatura, é incluído na expressão do impulso sísmico (e não na do coeficiente de impulso). De igual modo, adopta-se o sinal positivo neste factor, em lugar de $(1 \pm k_v)$, pelo que um valor de k_v positivo resulta numa acção descendente e um valor negativo numa acção ascendente.

Para o cálculo do impulso passivo sísmico usou-se o recomendado em ASCE (1993), que propõe uma abordagem idêntica à usada para o cálculo do impulso activo sísmico, com um acréscimo de impulso, $\Delta I_{p\gamma s}$ – que, como se referiu, será normalmente negativo – aplicado a meia altura, e o impulso passivo estático, $I_{p\gamma}$, a um terço dessa mesma altura (Figura 3). O acréscimo de impulso passivo sísmico é, assim, dado por:

$$\Delta I_{p\gamma s} = I_{p\gamma s} - I_{p\gamma} \quad (11)$$

onde $I_{p\gamma s}$ é valor do impulso passivo sísmico, dado por:

$$I_{p\gamma s} = \frac{1}{2} K_{p\gamma s} \gamma f_0^2 \quad (12)$$

sendo $K_{p\gamma s}$ dado pela expressão de Mononobe-Okabe que, para solo horizontal, paramento vertical e ausência de atrito solo-estrutura resulta em:

$$K_{p\gamma s} = \frac{(1 + k_v) \cos^2 (\phi' - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 - \left(\frac{\sin \phi' \sin (\phi' - \theta)}{\cos \theta} \right)^{1/2} \right]^2} \quad (13)$$

No caso do impulso sísmico devido à sobrecarga, I_{aqs} , considera-se tanto o acréscimo como o impulso estático aplicados a meia altura. Pode, portanto, calcular-se apenas o impulso sísmico:

$$I_{aqs} = qK_{aqs}(h + f_0) \quad (14)$$

O coeficiente de impulso K_{aqs} é igual a $K_{a\gamma s}$ no problema em estudo, devido ao facto de a superfície de terreno no tardoz da cortina ser horizontal.

Deste modo, de acordo com o método do apoio móvel, será possível determinar f_0 por intermédio da seguinte equação de equilíbrio de momentos flectores em relação ao ponto O (Figura 3):

$$\begin{aligned} \sum M_O = 0 \Rightarrow (\Delta I_{a\gamma s} + I_{aqs}) \left(\frac{h + f_0}{2} - a \right) + I_{a\gamma} \left(\frac{2}{3}(h + f_0) - a \right) - \Delta I_{p\gamma s} \left(h + \frac{f_0}{2} - a \right) - \\ - I_{p\gamma} \left(h + \frac{2}{3}f_0 - a \right) = 0 \end{aligned} \quad (15)$$

O valor da componente horizontal da força na ancoragem, F_{ah} , determina-se por meio de uma equação de equilíbrio de forças horizontais.

3.3 – Determinação do comprimento útil de ancoragem

Optou-se por escolher o método de Broms para proceder ao estudo, por se considerar mais simples a sua adaptação para inclusão da acção sísmica, assim como mais claramente identificado o que constitui acção e resistência.

A Figura 4 esquematiza a forma como foi feita essa adaptação (Mesquita, 2019). O equilíbrio das forças actuantes no conjunto permite obter o comprimento útil da ancoragem, L_u , mínimo necessário para garantir a estabilidade. A incorporação da acção sísmica nos cálculos é feita através da introdução de forças de inércia que resultam da multiplicação de coeficientes sísmicos pelo peso do bloco, $ABCD$, e pela resultante da sobrecarga q ; de igual modo, os impulsos representados na Figura 4 são os impulsos sísmicos, determinados, portanto, com os coeficientes de impulso sísmicos. No estudo realizado admite-se que os coeficientes sísmicos são os mesmos (k_h e k_v) anteriormente usados; considerou-se também que a força V era desprezável, o que significa, na prática, que o equilíbrio de forças verticais tem que ser verificado sem este contributo, o que é conservativo.

As forças representadas podem ser calculadas de acordo com as expressões seguintes, sendo W o peso do bloco $ABCD$, Q a resultante da sobrecarga e $E_{a\gamma s}$ e E_{aqs} os impulsos activos sísmicos devidos ao peso do solo e à sobrecarga aplicados ao bloco:

$$W = \frac{1}{2} \gamma L_u \cos \alpha (h + f_0 + a + L_u \sin \alpha) \quad (16)$$

$$Q = qL_u \cos \alpha \quad (17)$$

$$E_{a\gamma s} = \frac{1}{2} K_{a\gamma s} \gamma (a + L_u \sin \alpha)^2 \quad (18)$$

3.4 – Adimensionalização dos parâmetros

Considerou-se preferível realizar o estudo descrito de forma adimensional. Deste modo, a equação 15 foi dividida por γh^3 e a equação 23 por γh^2 , resultando nas equações seguintes:

$$\begin{aligned} & \left[\frac{1}{2}(K_{a\gamma s} - K_{a\gamma}) \left(1 + \frac{f_0}{h} \right)^2 + \frac{q}{\gamma h} K_{aqs} \left(1 + \frac{f_0}{h} \right) \right] \left[\frac{1}{2} \left(1 + \frac{f_0}{h} \right) - \frac{a}{h} \right] + \\ & + \frac{1}{2} K_{a\gamma} \left(1 + \frac{f_0}{h} \right)^2 \left[\frac{2}{3} \left(1 + \frac{f_0}{h} \right) - \frac{a}{h} \right] - \frac{1}{2} (K_{p\gamma s} - K_{p\gamma}) \left(\frac{f_0}{h} \right)^2 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{f_0}{h} - \frac{a}{h} \right) - \\ & - \frac{1}{2} K_{p\gamma} \left(\frac{f_0}{h} \right)^2 \left(1 + \frac{2}{3} \frac{f_0}{h} - \frac{a}{h} \right) = 0 \end{aligned} \quad (26)$$

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} K_{p\gamma s} \left(\frac{f_0}{h} \right)^2 - \frac{1}{2} K_{a\gamma s} \left(\frac{a}{h} + \frac{L_u}{h} \sin \alpha \right)^2 - \frac{q}{\gamma h} K_{aqs} \left(\frac{a}{h} + \frac{L_u}{h} \sin \alpha \right) - \\ & - (1 + k_v) \left[\frac{1}{2} \frac{L_u}{h} \cos \alpha \left(1 + \frac{f_0}{h} + \frac{a}{h} + \frac{L_u}{h} \sin \alpha \right) + \frac{q}{\gamma h} \frac{L_u}{h} \cos \alpha \right] [\operatorname{tg} \theta + \operatorname{tg} (\varepsilon - \phi')] = 0 \end{aligned} \quad (27)$$

Estas equações permitem, assim, que f_0/h possa ser calculado em função de ϕ' , θ , k_v , a/h e $q/(\gamma h)$ (através da resolução da equação 26), e que L_u/h seja determinado em função dos mesmos parâmetros e ainda de α e de f_0/h (através da resolução da equação 27).

O que se apresentou considerou a situação de equilíbrio limite, não envolvendo directamente qualquer coeficiente de segurança. Tal significa que, para utilização dos resultados a seguir apresentados para (pré-)dimensionamento, se deverá interpretar que os valores de ϕ' usados são valores de cálculo, isto é, que são afectados por coeficiente de segurança. De igual modo, nas situações em que intervém a sobrecarga q , se deverá considerar que nela estão incluídos os efeitos de majoração de eventual coeficiente de segurança parcial. Isto significa, portanto, que os resultados apresentados poderão facilmente ser usados em associação com a Combinação 2 (a combinação condicionante neste tipo de cálculos) da Abordagem de Cálculo 1 do Eurocódigo 7 (NP EN 1997-1, 2010), que é a utilizada em Portugal.

Refere-se também que no presente estudo considera-se que, para o cálculo de L_u/h , a profundidade enterrada da cortina é a profundidade mínima, f_0/h , determinada através da equação 26. Nada impede, claro, que se adopte na equação 27 outros valores, superiores, para f_0/h , o que conduzirá a valores menores de L_u/h . Este assunto foi abordado por Santos Josefino et al. (2017) para o caso de acções estáticas.

3.5 – Exemplos

O Quadro 1 apresenta os resultados do procedimento descrito para alguns exemplos de cálculo em que se considerou $\phi' = 30^\circ$, $\alpha = 15^\circ$, $a/h = 0,2$ e $q/\gamma h = 0,05$ e diferentes valores do ângulo θ e dos coeficientes k_h e k_v :

- A: $\theta = 0$ (caso estático, de referência);
- B: $\theta = 15^\circ$, considerando o caso $k_v/k_h = -0,5$;
- C: o mesmo valor de k_h do caso anterior e $k_v/k_h = +0,5$, o que resulta em $\theta = 11,9^\circ$;

- D: $\theta = 15^\circ$ e $k_v = 0$;
- E: $\theta = 15^\circ$ e $k_v/k_h = +0,5$.

Quadro 1 – Resultados dos exemplos de cálculo

Ex.	θ (°)	k_h	k_v	$\frac{I_{a\gamma}}{\gamma h^2}$	$\frac{\Delta I_{a\gamma s}}{\gamma h^2}$	$\frac{I_{aqs}}{\gamma h^2}$	$\frac{I_{p\gamma}}{\gamma h^2}$	$\frac{\Delta I_{p\gamma s}}{\gamma h^2}$	$\frac{f_0}{h}$	ε (°)	$\frac{E_{a\gamma s} + E_{aqs}}{\gamma h^2}$	$\frac{L_u}{h}$
A	0	0	0	0,3241	0	0,0232	0,2333	0	0,394	39,7	0,0484	1,125
B	15,0	0,2363	-0,1181	0,4330	0,1809	0,0381	0,5614	-0,1508	0,612	20,5	0,1657	2,275
C	11,9	0,2363	+0,1181	0,3935	0,2441	0,0415	0,4318	-0,0124	0,536	24,3	0,1506	1,926
D	15,0	0,2679	0	0,4289	0,2606	0,0430	0,5476	-0,0934	0,604	20,3	0,1884	2,280
E	15,0	0,3094	+0,1547	0,4248	0,3638	0,0494	0,5337	-0,0226	0,597	20,0	0,2183	2,285

A análise do Quadro 1 permite constatar que nos exemplos B, D e E, para os quais o ângulo de inércia sísmico tem o mesmo valor (15°), os resultados de f_0/h e de L_u/h são praticamente iguais (cerca de 0,60 para o primeiro e 2,28 para o segundo. Este resultado é particularmente interessante dado que faz, aparentemente, depender estas duas grandezas, no que respeita à acção sísmica, apenas do valor do ângulo de inércia sísmico, independentemente, portanto, dos valores dos coeficientes sísmicos que conduzem a esse ângulo. A análise paramétrica que se inicia na secção seguinte começa, assim, exactamente por este ponto.

A consequência imediata do que se referiu é a de que nos casos em que a acção sísmica é definida por um coeficiente sísmico horizontal e por um coeficiente sísmico vertical que pode actuar com sentido descendente (positivo) ou ascendente (negativo), o condicionante é o valor negativo, por conduzir a maior ângulo de inércia sísmico. Tal pode verificar-se nos resultados dos exemplos B e C, sendo que os maiores valores de f_0/h e de L_u/h são obtidos para o exemplo B, que corresponde ao sinal negativo de k_v e, conseqüentemente, ao maior ângulo θ .

Comparando agora os resultados obtidos para a situação sísmica com $\theta = 15^\circ$ (exemplos B, C e D) com o caso estático (exemplo A), observa-se que, para a situação sísmica escolhida, o comprimento útil mais do que duplica face à situação estática. Observa-se também que o comprimento da profundidade enterrada é significativamente maior para o caso com sismo e o mesmo ocorre para a força na ancoragem (cujos valores não são, no entanto, incluídos no quadro). A propósito desta observação haverá que referir que estes resultados foram obtidos usando o mesmo ângulo de resistência ao corte (neste caso, de 30°) para todos os exemplos; refere-se isto porque caso se pretendesse comparar os resultados para efeitos de dimensionamento, os valores de cálculo de ϕ' não seriam provavelmente os mesmos, nos casos com e sem sismo, pelo facto de numa e noutra situação poderem ser aplicados coeficientes parciais de segurança diferentes.

No contexto do que se afirmou, verifica-se também que:

$$\frac{(L_u/h)_{\theta=15^\circ}}{(L_u/h)_{\theta=0}} = \frac{2,28}{1,12} = 2,04 > 1,54 = \frac{0,60}{0,39} = \frac{(f_0/h)_{\theta=15^\circ}}{(f_0/h)_{\theta=0}} \quad (28)$$

ou seja, constata-se que o sismo tem maior influência no cálculo do comprimento mínimo das ancoragens do que no comprimento da profundidade enterrada da cortina, o que se traduz num valor de ε menor no caso de $\theta = 15^\circ$ e mostra a relevância da acção sísmica na avaliação da estabilidade global.

É também interessante comparar os resultados obtidos com os que se obtêm da aplicação da equação 1, mesmo tendo em atenção que os obtidos no presente estudo se referem a L_u e os daquela equação a L_ℓ . Como se referiu, os resultados obtidos neste estudo dependem de θ , e os da equação 1

dependem de k_h . Continuando a usar, para comparação, o caso $\theta = 15^\circ$ e, no que respeita ao valor de k_h , o do exemplo E (o maior), obtém-se para este uma relação:

$$\frac{L_{\ell, \text{sismo}, k_h=0,3094}}{L_{\ell, \text{sem sismo}}} = 1 + 1,5 \times 0,3094 = 1,46 \quad (29)$$

que é inferior, portanto, à relação obtida no caso em estudo (2,04).

4 – ANÁLISE PARAMÉTRICA

Com o propósito de se estudar de que modo os vários parâmetros influenciam o cálculo do comprimento mínimo das ancoragens para garantir a estabilidade global, realizou-se uma análise paramétrica incidindo sobre: a relação k_v/k_h , o ângulo de inércia sísmico, o ângulo de resistência ao corte do solo, o ângulo da inclinação das ancoragens e o valor da sobrecarga actuante no tardo da estrutura.

4.1 – Influência da relação entre os coeficientes sísmicos vertical e horizontal

Na sequência do que se constatou nos exemplos B, D e E da secção 3.5, realizou-se um conjunto de cálculos para vários valores de ϕ' e de α , para $q/(\gamma h) = 0$, $a/h = 0,2$ e considerando duas relações k_v/k_h (-0,5 e +0,5), representando-se na Figura 5 os valores de f_0/h (que são independentes de α) e de L_u/h em função de θ/ϕ' . Incluiu-se nesta análise o caso de $\alpha = 0$ (ancoragens horizontais) como situação limite, apesar de não realizável com ancoragens pré-esforçadas seladas no terreno.

A análise da Figura 5 permite constatar que, conforme se tinha verificado na secção 3.5, os resultados obtidos para f_0/h e para L_u/h são praticamente independentes da relação k_v/k_h , dependendo, sim, do ângulo θ . Na realidade, o que se verifica é que existe uma muito pequena influência da relação k_v/k_h , irrelevante do ponto de vista prático, que até se anularia se os acréscimos de impulso activo e passivo devidos ao sismo fossem aplicados no mesmo ponto dos correspondentes impulsos estáticos.

Estes resultados permitem, portanto, confirmar o que se referiu na secção 3.5: para cada conjunto de valores k_h , k_v positivo e k_v negativo, interessa apenas considerar o caso de k_v negativo, que corresponde ao maior valor de θ . Permitem também que a análise paramétrica que se segue seja feita apenas em termos de θ , não sendo relevante para os resultados o valor de k_v/k_h adoptado.

4.2 – Influência do ângulo de inércia sísmico

A Figura 5 permite também analisar a influência do ângulo de inércia sísmico, representado em abcissas através da relação θ/ϕ' . Uma vez que, como se viu na secção anterior, o ângulo de inércia sísmico é o único parâmetro que, no âmbito deste trabalho, representa a intensidade da acção sísmica, verifica-se, como é natural, que o aumento desta grandeza implica o aumento dos comprimentos mínimos da altura enterrada e das ancoragens. Verifica-se também que, para valores muito elevados de θ/ϕ' , os referidos comprimentos aumentam muito significativamente, atingindo valores muito elevados, em particular para ângulos de resistência ao corte baixos e, no caso do comprimento das ancoragens, também para as menores inclinações das ancoragens.

4.3 – Influência do ângulo de resistência ao corte

A influência do ângulo de resistência ao corte pode igualmente ser observada na Figura 5. Para além do natural aumento dos comprimentos mínimos da altura enterrada e das ancoragens com a diminuição do ângulo de resistência ao corte, pode notar-se que este aumento é mais importante

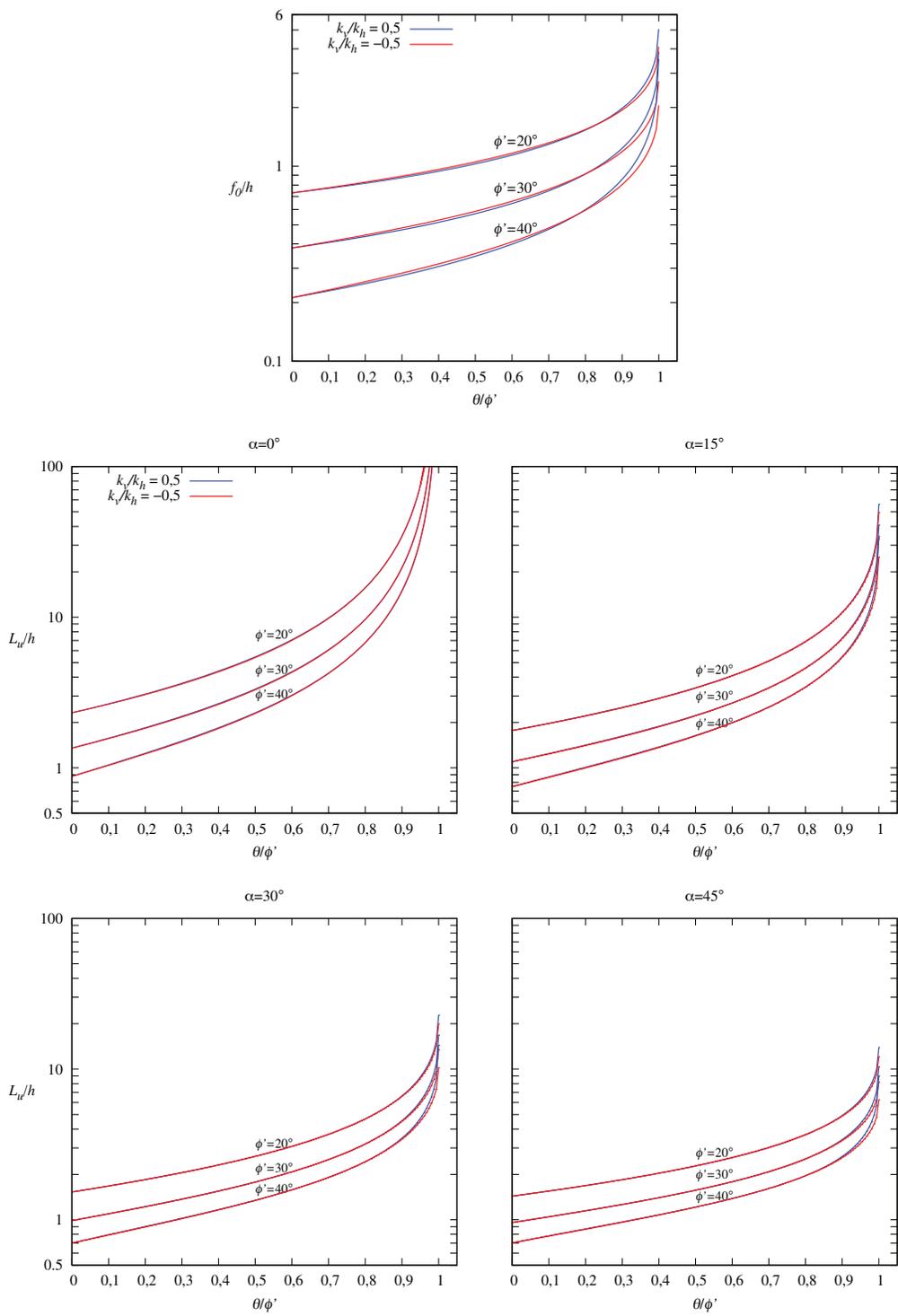


Fig. 5 – Valores mínimos dos comprimentos f_0/h e L_u/h obtidos em função de θ/ϕ' , para dois valores da relação k_v/k_h (0,5 e -0,5), $q/(\gamma h) = 0$, $a/h = 0,2$ e para diferentes valores de ϕ' e de α .

para os menores ângulos de resistência ao corte. Pode também notar-se que, ao contrário, o maior aumento dos referidos comprimentos mínimos quando a relação θ/ϕ' se aproxima da unidade se verifica para os maiores valores do ângulo de resistência ao corte.

4.4 – Influência da inclinação da ancoragem

Os resultados apresentados na Figura 5 poderiam também ser usados para a análise da influência da inclinação das ancoragens. Preferiu-se, no entanto, refazer os cálculos (considerando agora apenas o caso $k_v/k_h = 0$) e reorganizar os resultados da forma que se apresenta na Figura 6.

Conforme se referiu anteriormente, o ângulo α não influencia a profundidade enterrada, fruto do procedimento seguido; tem, no entanto, uma evidente influência no comprimento mínimo das anco-

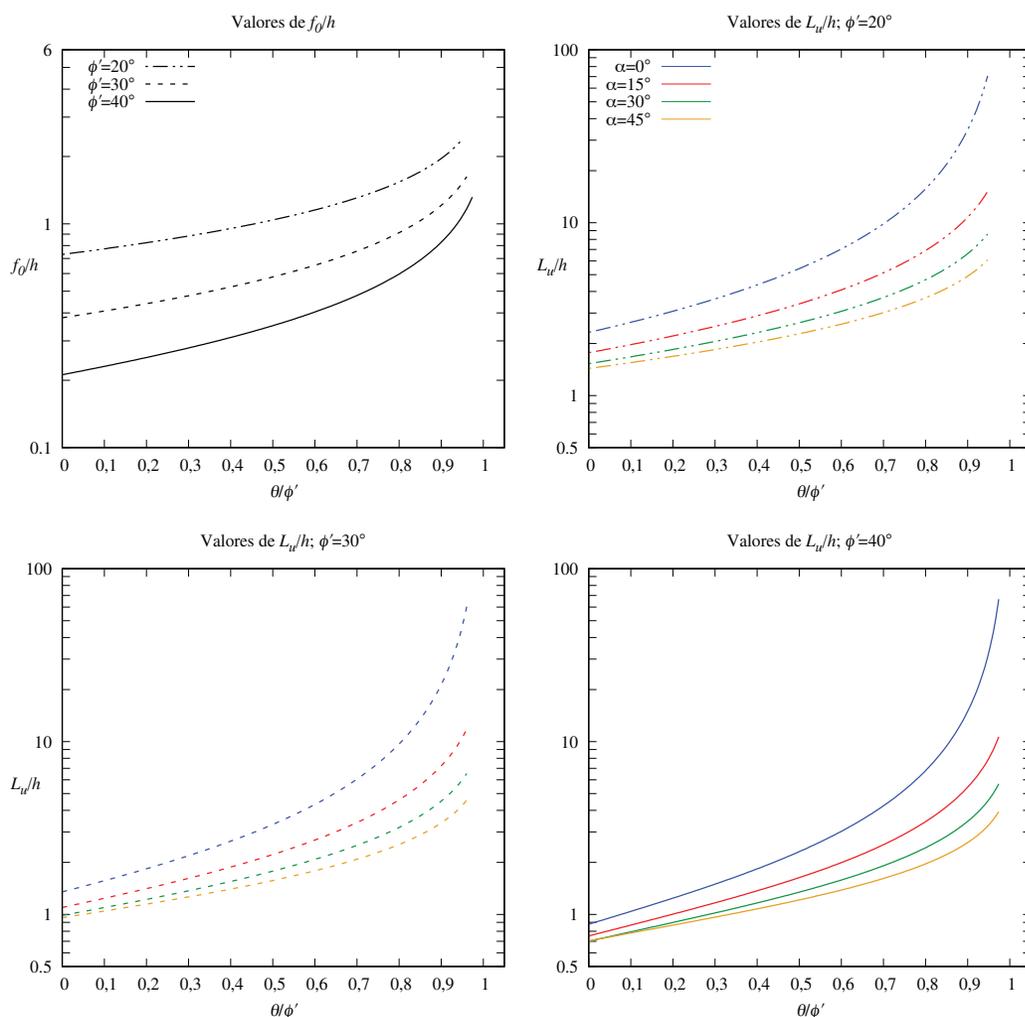


Fig. 6 – Valores mínimos dos comprimentos f_0/h e L_u/h obtidos em função de θ/ϕ' , para $k_v/k_h = 0$, $q/(\gamma h) = 0$, $a/h = 0,2$ e para diferentes valores de ϕ' e de α .

ragens, o que é particularmente evidente nos menores valores de α , que conduzem a comprimentos muito elevados, impraticáveis quando a acção sísmica é muito significativa. Para os maiores valores de α a sua influência em L_u/h é menor.

4.5 – Influência da sobrecarga

Para mostrar a influência da sobrecarga, escrita na forma adimensional $q/(\gamma h)$, foram realizados, para o caso $\phi' = 30^\circ$, cálculos para $k_v = 0$, $a/h = 0,2$, diferentes valores de ϕ' , de θ/ϕ' e para $q/(\gamma h)$ igual a 0, 0,05, 0,2, 1 e 2.

Os resultados dos comprimentos mínimos da altura enterrada e das ancoragens são representados na Figura 7. Pode constatar-se que a sobrecarga só tem influência significativa quando a relação $q/(\gamma h)$ assume valores muito elevados (superiores a 0,2).

Em resultado do que se referiu na secção 3.3, os gráficos da Figura 7 só consideram o efeito da sobrecarga, Q , quando esta tem um efeito desfavorável, isto é, quando se cumprir a inequação 25. Nas situações em que tal não acontece, Q foi considerada nula, o que na figura corresponde aos casos indicados a traço interrompido.

5 – PROPOSTA DE CRITÉRIO PARA A LOCALIZAÇÃO DAS SELAGENS DAS ANCORAGENS

Com base nos resultados apresentados e em resultados adicionais obtidos para diferentes valores do ângulo de resistência ao corte, propõe-se um critério para a localização da selagem das ancoragens para cortinas mono-apoiadas dimensionadas com o método do apoio móvel.

Esse critério está representado nas Figuras 8 e 9, que pretendem constituir uma forma gráfica prática para proceder ao (pré-)dimensionamento da altura enterrada e do comprimento das ancoragens mínimos de uma cortina mono-ancorada considerando a acção sísmica. Nestas figuras, os valores de f_0/h representam-se pelas linhas verticais que são função do ângulo de resistência ao corte do solo e do ângulo de inércia sísmico e podem ser lidos medindo o seu comprimento.

Os valores de L_u/h podem ser determinados medindo as distâncias, na direcção imposta pela inclinação das ancoragens, entre o ponto O e as linhas que definem as localizações dos centros das selagens das ancoragens. Estas são também função do ângulo de resistência ao corte do solo e do ângulo de inércia sísmico. Os resultados representados nas referidas figuras foram obtidos para $k_v/k_h = 0$, $q/(\gamma h) = 0$ e para $a/h = 0,2$. Faz-se notar que as linhas destas figuras que correspondem a valores constantes de θ/ϕ' têm um significado diferente da linha apresentada na Figura 1: na Figura 1 a linha define o comprimento livre mínimo ao passo que nas Figuras 8 e 9 as linhas definem o comprimento útil L_u .

Como exemplo, considere-se o caso em que o ângulo de resistência ao corte já afectado do coeficiente de segurança apropriado é igual a 30° , $\alpha = 20^\circ$, um ângulo de inércia sísmico de 12° (correspondente a $\theta/\phi' = 12/30 = 0,4$). O ângulo de resistência ao corte define o gráfico a usar, neste caso o gráfico inferior da Figura 8, que está de novo representado na Figura 10.

A partir do ponto O , representa-se a linha com a inclinação das ancoragens, tendo-se que o ponto de intersecção desta linha com a correspondente a $\theta/\phi' = 0,4$ permite definir o comprimento mínimo L_u/h , tal como assinalado na Figura, que é de 1,70.

6 – CONCLUSÕES

Apresentou-se uma metodologia para o dimensionamento de cortinas mono-ancoradas sob acções sísmicas com base nos métodos do apoio simples e de Broms. Os resultados obtidos traduzem uma situação de equilíbrio limite, tanto para o comprimento da profundidade enterrada como para

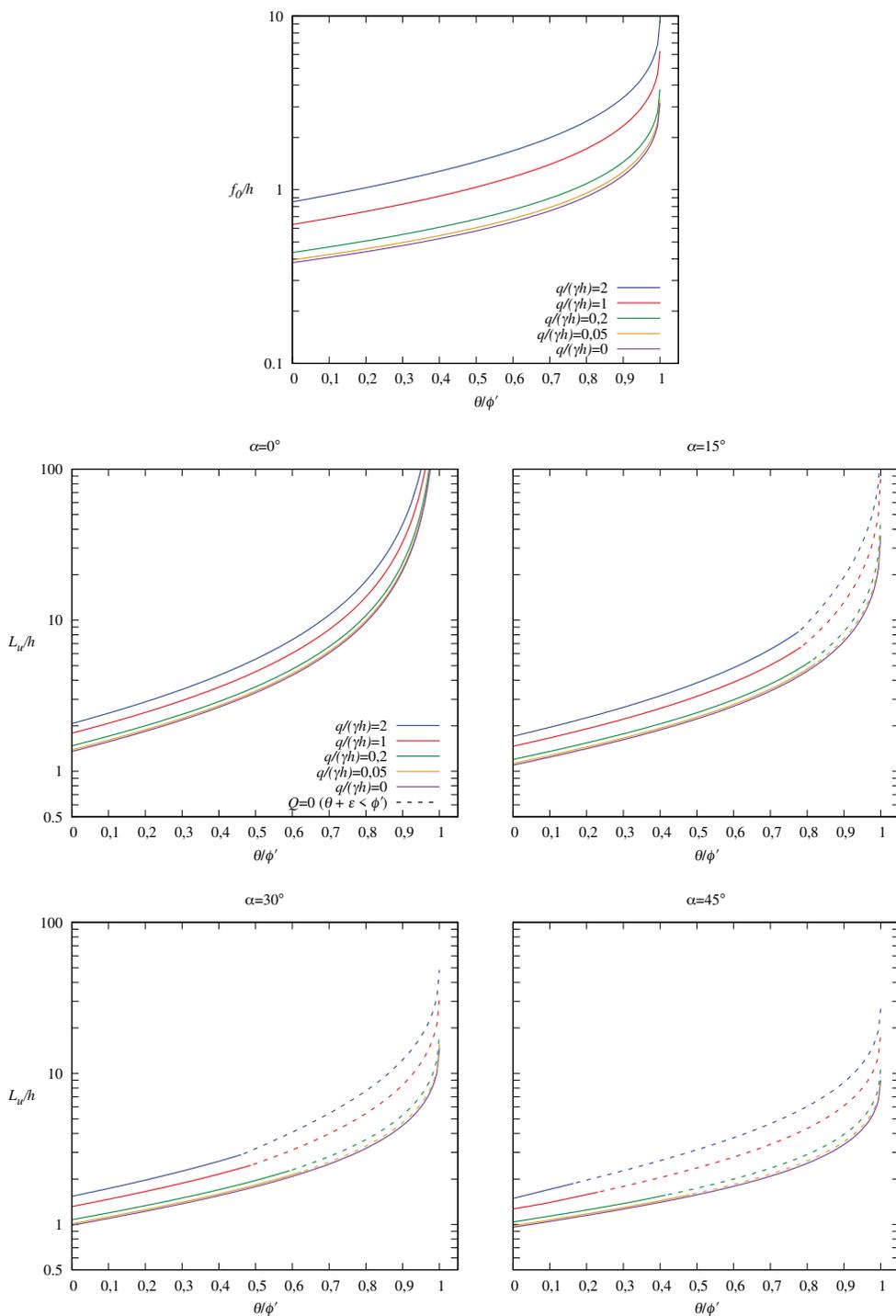


Fig. 7 – Valores mínimos dos comprimentos f_0/h e L_u/h obtidos em função de θ/ϕ' , para $k_v/k_h = 0$, $\phi' = 30^\circ$, $a/h = 0,2$ e para diferentes valores de α e de $q/(\gamma h)$. A traço interrompido estão os casos em que Q foi considerado nulo, por $\theta + \varepsilon$ ser inferior a ϕ' (ver secção 3.3 e equação 25).

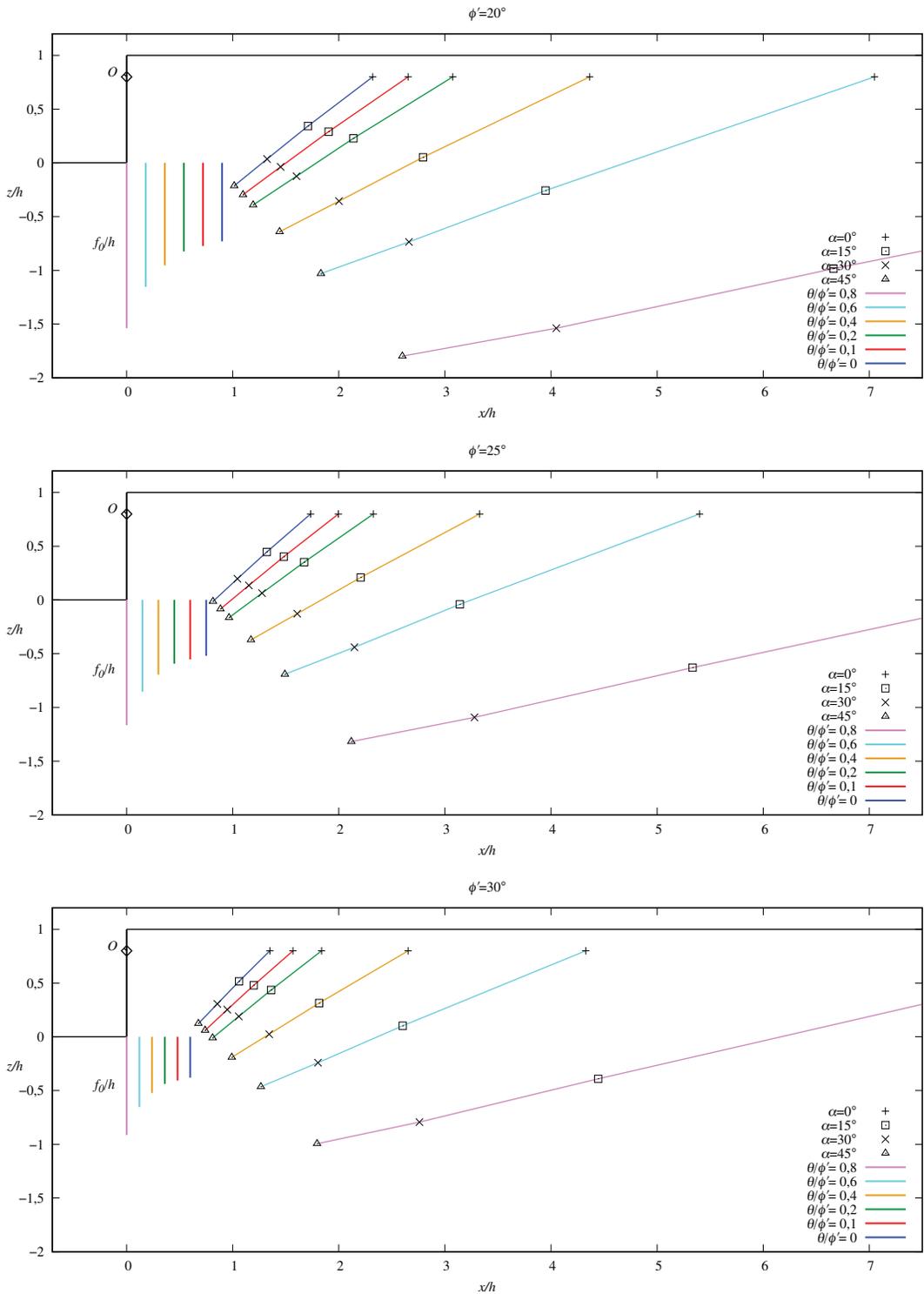


Fig. 8 – Proposta gráfica para a escolha da localização do centro das selagens das ancoragens para $\phi' = 20^\circ$, 25° e 30° . Para utilização prática, os valores de ϕ' devem ser os valores afectados de coeficiente de segurança.

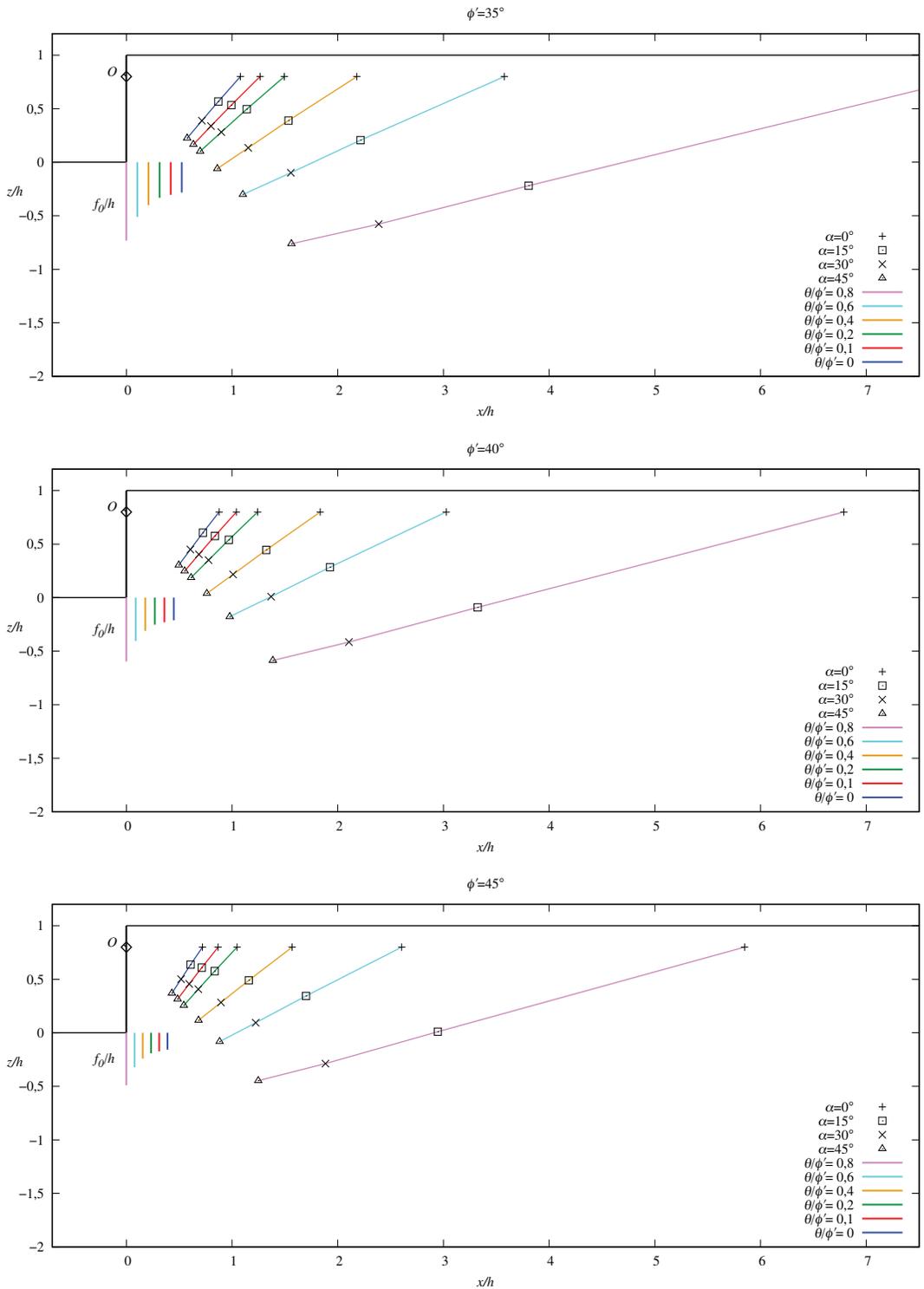


Fig. 9 – Proposta gráfica para a escolha da localização do centro das selagens das ancoragens para $\phi' = 35^\circ$, 40° e 45° . Para utilização prática, os valores de ϕ' devem ser os valores afectados de coeficiente de segurança.

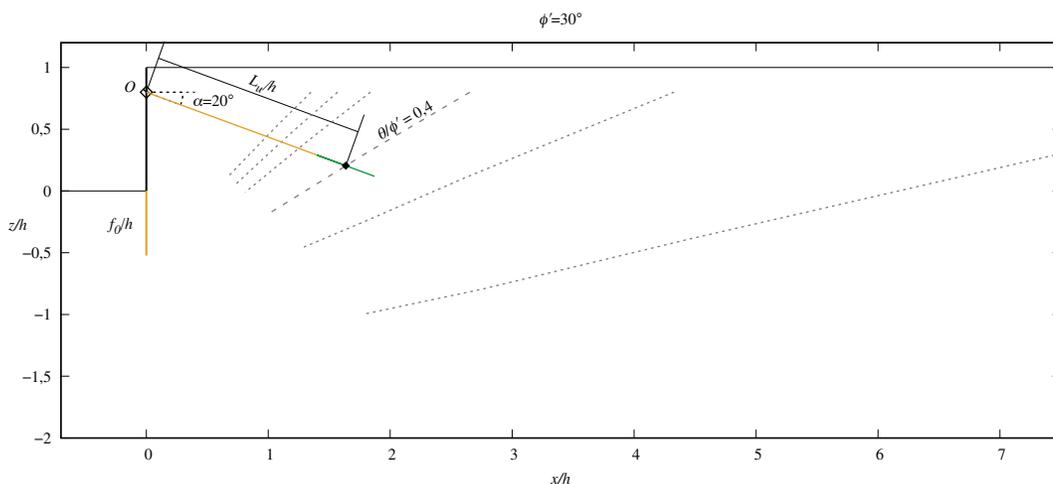


Fig. 10 – Exemplo de aplicação da proposta de critério para a localização das selagens das ancoragens para o caso de $\phi' = 30^\circ$, $\alpha = 20^\circ$ e $\theta/\phi' = 0,4$.

o comprimento útil das ancoragens, pelo que, para utilização em (pré-)dimensionamento os coeficientes de segurança devem ser aplicados a ϕ' e a q , sendo os valores de cálculo destas grandezas aqueles que devem ser considerados. Tal procedimento é adequado à Combinação 2 da Abordagem de Cálculo 1 do Eurocódigo 7, que será a condicionante na verificação da estabilidade global.

Mostrou-se que a acção sísmica pode ser unicamente representada pelo ângulo de inércia sísmica, o que equivale, na prática, a que a situação condicionante seja a que considera o valor negativo do coeficiente sísmico vertical, k_v .

Mostrou-se igualmente que o efeito da sobrecarga no comprimento útil mínimo das ancoragens é muito pequeno para valores de $q/(\gamma h)$ inferiores a 0,2, a que deverá corresponder a maioria dos casos práticos.

Com base nestes pressupostos, foram preparadas figuras que podem facilmente ser usadas como critério para o pré-dimensionamento do comprimento útil das ancoragens.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASCE (1993). *Retaining and Flood Walls. Technical Engineering and Design Guides as Adapted From the U.S. Army Corps of Engineers, No. 4*. ASCE Press, New York.
- Broms, B. B. (1968). *Swedish tieback system for sheet pile walls*. Proceedings of the 3rd Budapest Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 391–403.
- Jelinek, R. e Ostermayer, H. (1967). *Zur Berechnung von Fangedammen und verankerten Stützwänden*. Bautechnik, 44, pp. 167–171;203–207. Em alemão.
- Kranz, E. (1953). *Über die Verankerung von Spundwänden*. Wilhelm Ernst & Sohn. Em alemão.
- Mesquita, J. S. (2019). *Estabilidade global de cortinas mono-ancoradas sob acções sísmicas*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, <http://hdl.handle.net/10362/94881>

- Mononobe, N. e Matsuo, H. (1926). *On the determination of earth pressures during earthquakes*. Proceedings of the World Engineering Conference, vol. 9, pp. 177–185. Em japonês; obra não consultada directamente.
- NP EN 1997-1 (2010). *Eurocódigo 7, Projecto Geotécnico, Parte 1: Regras Gerais*. CT115, Instituto Português da Qualidade.
- NP EN 1998-5 (2010). *Eurocódigo 8, Projecto de estruturas para resistência aos sísmos. Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos*. CT115, Instituto Português da Qualidade.
- Okabe, S. (1926). *General theory of earth pressure*. Journal of the Japanese Society of Civil Engineers, 12(1), pp. 123–134. Em japonês; obra não consultada directamente.
- Ranke, A. e Ostermayer, H. (1968). *Beitrag zur Stabilitätsuntersuchung mehrfach verankerter Baugrubenumschließungen*. Bautechnik, 45(10), pp. 341–350. Em alemão.
- Santos Josefino, C., Guerra, N. M. C., e Antão, A. N. (2014). *Reapreciação dos métodos de Kranz e de Broms aplicados a cortinas mono-apoiadas: resultados preliminares*. Actas do 14º Congresso Nacional de Geotecnia, Covilhã, UBI, 6-9 Abril. Sociedade Portuguesa de Geotecnia. Publicado em CD.
- Santos Josefino, C., Guerra, N. M. C., e Antão, A. N. (2017). *Influence of the embedded length on the overall stability of single anchored retaining walls*. Soils and Rocks, 40(2), pp. 133–145, <https://doi.org/10.28927/SR.402133>
- Seed, H. B. e Whitman, R. V. (1970). *Design of earth retaining structures for dynamic loads*. Proceedings of the ASCE Specialty Conference: Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, pp. 103–147.
- Steedman, R. S. e Zeng, X. (1990). *The influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on a retaining wall*. Géotechnique, 40(1), pp. 103–112, <https://doi.org/10.1680/geot.1990.40.1.103>



Safety is our nature

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

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



Petropolis/RJ-Brasil

SEGURANÇA É A NOSSA NATUREZA

Estabilização de taludes |
Slope stabilization

Queda de rochas |
Rockfall

Escorregamento Superficial |
Shallow landslides

Corridas detríticas |
Debris flow

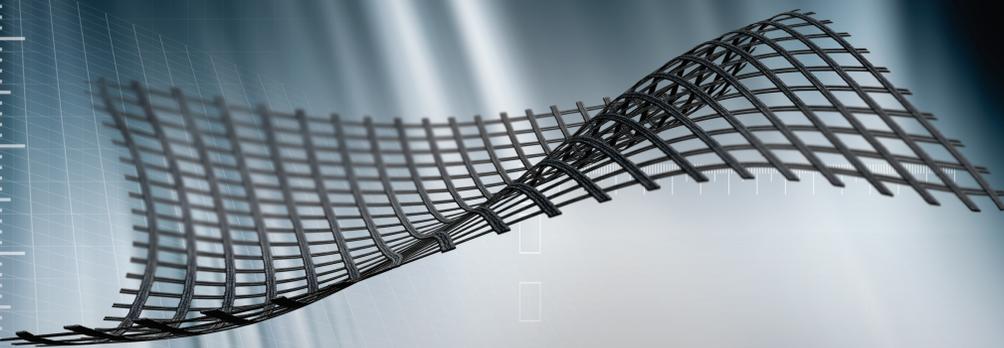
Escavações subterrâneas |
Underground support

Para mais informações, acesse
www.geobruigg.com



HUESKER

Ideen. Ingenieure. Innovationen.



HUB DE CONTEÚDO HUESKER BRASIL

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

Ebook de Casos de Obras

Relatórios exclusivos de Obras

Ebook de Pesquisas/Artigos

Coletâneas de Vídeos

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



Encontre a HUESKER Brasil nas Mídias Sociais:



www.HUESKER.com.br



LEIA-ME!

www.linktr.ee/hueskerbrasil

The Best Solution!

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

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

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

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

Data Acquisition System & Web Monitoring Program



Geotechnical Instruments



Digital Incliner Set



Dataloggers, Indicators



Portable Digital Tiltmeter



Hydraulic Cells



Inclinometer Casings



In-Situ Test Equipments



Pendulum System

Sales company



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

Manufacturer



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

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



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



Saiba mais em: belgogeotech.com.br





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



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

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



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

+55 31 2519-1001

dfmais.eng.br

comercial@dfmais.eng.br





The Ground is our Challenge

PRINCIPAIS ÁREAS DE ATIVIDADE

Projeto, Fiscalização e Formação

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

www.jetsj.com



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/



GEOLOGIA E GEOTECNIA

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



- Planeamento de Recursos Hídricos
- Aproveitamentos Hidráulicos
- Produção e Transporte de Energia Eléctrica
- Sistemas de Abastecimento de Água e de Águas Residuais e Pluviais
- Agricultura e Desenvolvimento Rural
- Infra-estruturas Rodoviárias, Ferroviárias e Aeroportuárias
- Ambiente
- Estruturas Geotécnicas
- Cartografia e Cadastro
- Controle de Segurança e Reabilitação de Obras
- Gestão e Fiscalização de Empreendimentos



PORTUGAL REGIÃO CENTRO E SUL

Av. 5 de Outubro, 323
1649-011 LISBOA
Tel.: (351) 210 125 000, (351) 217 925 000
Fax: (351) 217 970 348
E-mail: coba@coba.pt
www.coba.pt

Av. Marquês de Tomar, 9, 6º.
1050-152 LISBOA
Tel.: (351) 217 925 000
Fax: (351) 213 537 492

REGIÃO NORTE

Rua Mouzinho de Albuquerque, 744, 1º.
4450-203 MATOSINHOS
Tel.: (351) 229 380 421
Fax: (351) 229 373 648
E-mail: engico@engico.pt

ANGOLA

Praceta Farinha Leitão, edifício nº 27, 27-A - 2º Dto
Bairro do Maculusso, LUANDA
Tel./Fax: (244) 222 338 513
E-mail: geral.coba-angola@netcabo.co.ao

MOÇAMBIQUE

Centro de Escritórios. Pestana Rovuma Hotel.
Rua da Sé nº114, 4º Andar - 401 A, MAPUTO
Tel.: (258) 21 328 813
Fax: (258) 21 016 165
Tlm: (258) 820 047 454
E-mail: coba.mz@gmail.com

ARGÉLIA

09, Rue des Frères Hocine
El Biar - 16604, ARGEL
Tel.: (213) 21 922 802
Fax: (213) 21 922 802
E-mail: coba.alger@coba.pt

BRASIL

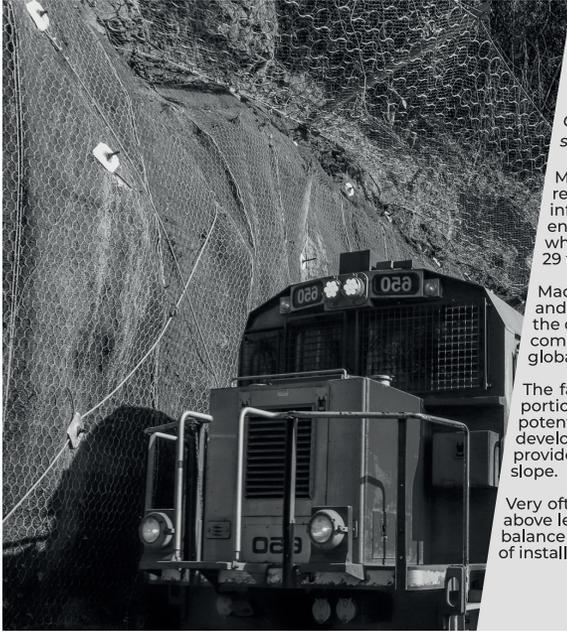
Rio de Janeiro
Rue Buenos Aires 68, 25º
Centro, Rio de Janeiro, RJ - CEP 20.070-022
Tel. (55 21) 3553 67 30
Tel. (55 21) 8366 00 06
geral@coba.com.br

Fortaleza

Av. Senador Virgílio Távora 1701, Sala 403
Aldeota - Fortaleza CEP 60170 - 251
Tel.: (55 85) 3244 32 85
Fax: (55 85) 3244 32 85
E-mail: coba1@eisenhower.com.br

EMIRATOS ÁRABES UNIDOS

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



Maccaferri Rockfall barrier installed alongside mesh systems

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

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

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

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

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



/maccaferri



/maccaferriatriz



@Maccaferri_BR



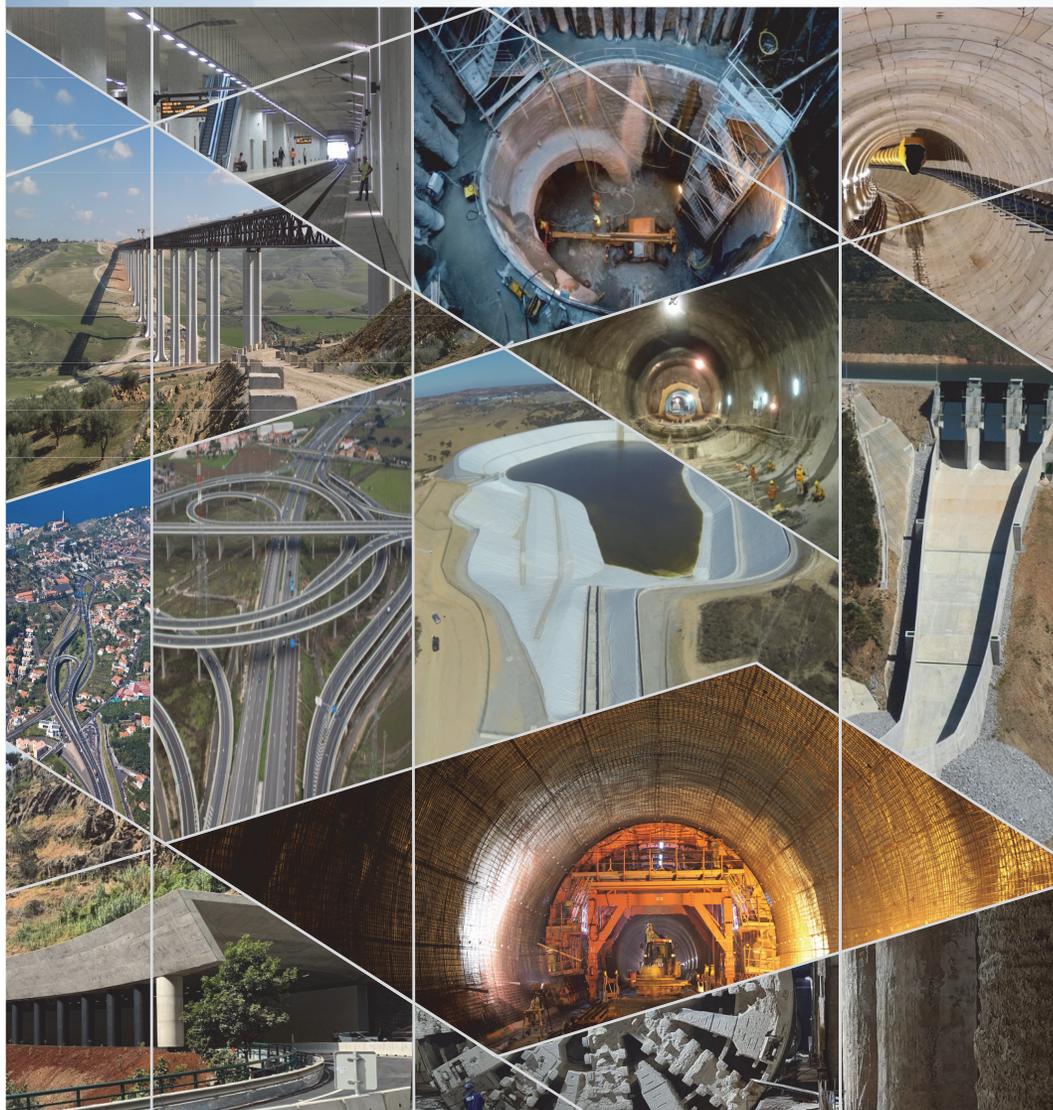
/MaccaferriWorld



/maccaferriworld

MACCAFERRI

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



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

Certificada ISO 9001 por



Geocontrole



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


Geocontrole
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA

PIONEERING AND INNOVATION

SINCE 1921

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

PORT FACILITY CONSTRUCTION
NACALA - MOZAMBIQUE



Building a better world.
teixiraduarteconstruction.com

LICENCE NO. 24 - PUB

APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS

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

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

As Instruções para os Autores e o “Template” para formatação de originais podem ser obtidos de <https://impactum-journals.uc.pt/geotecnia>.

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

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

PRESENTACIÓN DE ORIGINALES

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

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

Las Instrucciones para los Autores y el “Template” para formatear originales pueden ser obtenidos en <https://impactum-journals.uc.pt/geotecnia>.

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

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

- 3 Editorial**
António Gomes Correia
- 7 Modelação numérica do comportamento de solos tratados com cimento em pavimentos rodoviários**
Numerical modelling of the behaviour of soils treated by cement on road pavements
José Neves, Luís Castro, Arsénio Monteiro
- 29 Análise limite recorrendo ao critério de rotura de Matsuoka-Nakai estendido em condições de deformação plana**
Limit Analysis using the extended Matsuoka-Nakai yield criterion under plane strain conditions
Mário Vicente da Silva, Armando M. S. Nunes Antão
- 49 Desempenho a curto e longo prazo de uma via em laje em zona de transição: análise de aterro para túnel**
Short and long term performance of a slab track in a transition zone: an embankment to tunnel analysis
Ana Ramos, António Gomes Correia, Rui Calçada
- 77 Estabilidade global de cortinas mono-ancoradas sob acções sísmicas**
Overall stability of single-anchored retaining walls under seismic action
José M. S. Mesquita, Nuno Guerra