

153 novembro
noviembre
november
2021

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		EDITOR ASSOCIADO / EDITOR ASOCIADO / ASSOCIATE EDITOR	
António Gomes Correia, UMinho, Portugal		Alberto Sayão, PUC-Rio, Brasil	Fernando Pardo de Santayana, CEDEX, España
COMISSÃO EXECUTIVA / COMISIÓN EJECUTIVA / EXECUTIVE BOARD			
Ana Cristina Sieira, UERJ, Brasil	César Sagaseta, U. Cantabria, España	José Estaire, CEDEX, España	
Nuno Guerra, UNL, Portugal	Paulo Cesar Maia, UENF, Brasil	Paulo Pinto, FCTUC, Portugal	

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

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

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

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

André P. Assis (U. Brasília, Brasil)	José Vieira de Lemos (LNEC, Lisboa, Portugal)
Antonio Gens Solé (U. P. Cataluña, Barcelona, España)	Leandro Alejano Monge (U. Vigo, España)
António Silva Cardoso (FEUP, Porto, Portugal)	Luis Leal Lemos (FCT, U. Coimbra, Portugal)
António Viana da Fonseca (FEUP, Porto, Portugal)	Manuel Pastor Pérez (U. P. Madrid, España)
Claudio Olalla Marañón (U. P. Madrid, España)	Márcio S. Almeida (COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil)
Daniel Dias (U. Grenoble, France)	Marcos Arroyo Álvarez de Toledo (U. P. Cataluña, Barcelona, España)
Diego Manzanal (U. P. Madrid, España)	Margarida Pinho-Lopes (U. Aveiro, Portugal)
Eduardo Alonso Pérez de Ágreda (U. P. Cataluña, Barcelona, España)	Michèle Casagrande (U. Brasília, Brasil)
Eduardo Fortunato (LNEC, Lisboa, Portugal)	Nilo Consoli (UFRGS, Porto Alegre, Brasil)
Ennio Palmeira (U. Brasília, Brasil)	Pablo Mira McWilliams (CEDEX, Madrid, España)
Enrique Asanza Izquierdo (CEDEX, Madrid, España)	Paulo da Venda Oliveira (FCT, U. Coimbra, Portugal)
Emanuel Maranhã das Neves (IST, U. Lisboa, Portugal)	Pedro Alves Costa (FEUP, Porto, Portugal)
Eurípedes Vargas (PUC, Rio de Janeiro, Brasil)	Rafael Jiménez Rodríguez (U. P. Madrid, España)
Fernando Danziger (COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil)	Ramón Verdugo Alvarado (U. Chile, Santiago de Chile, Chile)
Fernando Marinho (U. São Paulo, Brasil)	Renato Cunha (U. Brasília, Brasil)
Fernando Schnaid (UFRGS, Porto Alegre, Brasil)	Ricardo Oliveira (COBA/LNEC/UNL, Lisboa, Portugal)
Helder Chaminé (ISEP, Porto; Centro GeoBioTec, U. Aveiro, Portugal)	Roberto Coutinho (UFP, Recife, Brasil)
Joaquim Tinoco (U. Minho, Guimarães, Portugal)	Rubén Ángel Galindo Aires (U. P. Madrid, España)
Jorge Castro González (U. Cantabria, Santander, España)	Tácio M.P. Campos (PUC, Rio de Janeiro, Brasil)
Jorge Zornberg (U. Texas, Austin, USA)	Tarcisio B. Celestino (U. São Paulo, São Carlos, Brasil)
José Luis de Justo Alpañés (U. Sevilla, España)	Willy A. Lacerda (COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil)
José Neves (IST, U. Lisboa, Portugal)	

 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@lnece.pt http://www.spggeotecnia.pt	 ABMS Av. Queiroz Filho, 1700 – Torre A, Sala 106 05319-000 São Paulo, SP, Brasil Tel.: (+55 11) 3833 0023 E-mail: abms@abms.com.br http://www.abms.com.br	 SEMSIG CEDEX, Laboratorio de Geotecnia C/ Alfonso XII, 3 28014 Madrid, España Tel.: (+34) 91 335 7500 Fax: (+34) 91 335 7322 E-mail: info@semsig.org http://www.semsig.org
--	--	--

- 3** Influência da geometria das ligações no comportamento hidro-mecânico de areias tratadas com cimento

Influence of bond geometry on the hydro-mechanical behaviour of sands treated with cement

Rafaela Cardoso

- 17** Mapeamento do risco de fluxo de detritos com base em modelo GIS

Mapping of debris flow risk areas based on a GIS model

Paula Morais Canedo de Magalhães
Alberto S. F. Jardim Sayão

- 41** Qualidade de amostras “indeformadas” em solos não coesivos recolhidas com procedimentos avançados

Quality of “undisturbed” samples of cohesionless soils collected with advanced procedures

Catarina Ramos
Fausto Molina-Gómez
Cristiana Ferreira
António Viana da Fonseca

INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DAS LIGAÇÕES NO COMPORTAMENTO HIDRO-MECÂNICO DE AREIAS TRATADAS COM CIMENTO

Influence of bond geometry on the hydro-mechanical behaviour of sands treated with cement

Rafaela Cardoso^a

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

RESUMO – Da mistura de solos com ligantes hidráulicos resultam materiais cimentados artificialmente através de ligações físicas (minerais resultantes da hidratação do ligante). A geometria das ligações é controlada pela quantidade de água usada no processo construtivo que, por sua vez, depende de requisitos de trabalhabilidade e da adição ou não de adjuvantes. Na compactação a quantidade de água é baixa e as ligações tendem a concentrar-se nos contactos entre as partículas, onde a água fica retida num solo não saturado. Na injeção a quantidade de água é alta (assim como a dosagem) e as ligações são dispersas. Discute-se de que forma a geometria das ligações resultante do processo de mistura afecta o comportamento hidro-mecânico de solos arenosos tratados com cimento Portland. Usa-se como exemplo os resultados de ensaios realizados em amostras de uma areia tratada com diferentes dosagens de cimento e relações água/cimento, que permitiram a caracterização do seu comportamento mecânico e hidráulico, e ainda ensaios não destrutivos para caracterização dessas ligações. Observa-se porosidade dupla quando as ligações são concentradas, o que afecta essencialmente as características hidráulicas. As características mecânicas dependem essencialmente da dosagem de cimento, mas a quantidade de água usada também afecta as características da pasta de cimento endurecida.

SYNOPSIS – Artificially cemented soils result from mixing soils with hydraulic binders, in which particles are joined together through physical bonds (minerals from the hydration of the binder). The geometry of the connections is controlled by the amount of water used in the preparation which, in turn, depends on workability requirements and the addition or not of adjuvants. In compaction the amount of water is low and the bonds tend to concentrate on the contacts between the particles, where water concentrates in unsaturated soils. In the injection the quantity of water is high (as well as the dosage), and the connections are dispersed. The form how the geometry of the connections due to the water used at preparation affects the hydro-mechanical behaviour of sandy soils treated with Portland cement is discussed. The results of tests carried out on samples of sand treated with different dosages of cement and water/cement ratios, which allowed the characterization of its mechanical and hydraulic behaviour, as well as non-destructive tests to characterize these connections, are used as example. Double porosity is observed when the connections are concentrated, which affects mainly the hydraulic behaviour. The mechanical parameters are sensitive to cement dosage, however the amount of water also impacts this behaviour because it affects the hardened cement paste.

Palavras Chave – ligações, solo-cimento, areia, microestrutura.

Keywords – bond, soil-cement, sand, microstructure.

E-mail: rafaela.cardoso@tecnico.ulisboa.pt

ORCID: orcid.org/0000-0002-4551-3868

1 – INTRODUÇÃO

A mistura de solos com ligantes, geralmente hidráulicos, é uma técnica de melhoramento de terrenos muito comum e usada em múltiplas aplicações geotécnicas, como por exemplo em camadas de base e sub-base de pavimentos (Davies e Fendukly, 1994; Consoli *et al.* 2010; El Euch *et al.* 2010), na construção de aterros, para melhoramento de solos de fundação, na execução de barreiras e na execução de contenções (Porbaha *et al.* 2000; Fang *et al.* 2001).

Estes solos são cimentados artificialmente pois o material resultante desta mistura, após endurecer, possui coesão verdadeira porque as partículas ficam unidas entre si através de ligações físicas formadas pelos minerais resultantes da hidratação do ligante. De forma genérica, a presença destas ligações aumenta a resistência e a rigidez do material, reduzindo a sua ductilidade. Do ponto de vista do comportamento hidráulico, a permeabilidade diminui porque há colmatação dos vazios (efeito mais importante para os solos grossos, tais como as areias), e a expansibilidade dos solos finos diminui porque as ligações restringem as variações de volume dos minerais argilosos na molhagem. Estes efeitos é que são geralmente considerados para justificar que um dado tratamento é eficiente ou não, e para explicar as melhorias conseguidas.

A geometria das ligações é controlada pela quantidade de água usada no processo construtivo que, por sua vez, depende de requisitos de trabalhabilidade e da adição ou não de adjuvantes. As diferentes geometrias têm consequências diferentes no comportamento hidro-mecânico do material. Há algumas diferenças entre compactação de misturas de solo cimento e injeção de calda de cimento para promover a sua mistura com o solo, chamando-se a atenção para as seguintes:

- No caso da compactação, a mistura e sua composição são perfeitamente controladas. A resistência é associada ao ponto ótimo porque a mistura é tratada como um solo com curva de compactação Proctor. Tal é válido mesmo que se trate de um solo arenoso, porque o cimento adicionado é como se se tratasse de fracção fina. Neste caso, a água é necessária para promover a hidratação completa dos minerais do ligante, e eventualmente reacções químicas entre as partículas de solo e o ligante. O teor em água ótimo depende do tipo de solo e da quantidade de ligante adicionado.

- No caso de injeção, a mistura e sua composição são mais difíceis de controlar e a homogeneidade da mistura não é garantida na totalidade do volume tratado. A resistência conseguida está associada não só à dosagem de ligante, mas também à sua homogeneidade em volume.

Existem muitos estudos em que as ligações são consideradas explicitamente na modelação do comportamento destes materiais (Gajo *et al.* 2015; Cardoso *et al.* 2017), mas não se estudam as ligações em si, apenas os efeitos da sua presença. Por exemplo, adoptando parâmetros de dano que permitem considerar a rotura de ligações devida a carregamento mecânico ou considerações (Gens e Nova, 1993; Ribeiro *et al.* 2016). Consoli e co-autores (Consoli *et al.* 2010, 2011, por exemplo) foram os primeiros a considerar a presença das ligações através do volume de vazios ocupado pela pasta endurecida, mas o intervalo de água e de dosagem de cimento está limitado a uma dada geometria de ligações, e o tratamento dos resultados é essencialmente matemático. Neste artigo é discutida de que forma a geometria das ligações afecta o comportamento hidro-mecânico de solos arenosos tratados com cimento Portland, com base nos resultados de trabalhos publicados antes e que agora foram enquadrados num contexto geotécnico diferente. Usa-se como exemplo os resultados de ensaios realizados em amostras de uma areia tratada com diferentes dosagens de cimento e relações água/cimento, que permitiram a caracterização do seu comportamento mecânico e hidráulico, e ainda ensaios não destrutivos para caracterização dessas ligações.

Na preparação das amostras fixou-se o peso volumico seco da areia para se poder comparar apenas os efeitos das ligações no comportamento hidro-mecânico. A principal novidade deste estudo em relação aos já existentes reside no facto de se realizar uma análise micromecânica, ou seja, considerar a geometria das ligações em vez da dosagem de cimento para explicar o

comportamento observado. Tal só é possível porque, pelo que se saiba, pela primeira vez é que se considerou a quantidade de água usada na preparação, combinada com a quantidade de cimento também variável num intervalo relativamente extenso, realista para aplicações geotécnicas correntes.

2 – PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

As amostras foram preparadas com areia que se classifica como SM - areia siltosa segundo a classificação unificada de solos. Tem 15% de finos não plásticos e o restante 85% de material tem partículas com diâmetro entre 0,074 mm e 4,76 mm. O peso volúmico das partículas é 26,3 kN/m³.

Foi usado cimento Portland de classe I (peso volúmico das partículas 31,0 kN/m³) e água da torneira. Estudaram-se as dosagens de 150, 200, 250 e 350 kg/m³, que correspondem a 10%, 13%, 17% e 23% em peso de cimento em relação ao peso de areia seca (teor em cimento). As percentagens mais baixas são ligeiramente superiores às adoptadas em solos compactados em camadas de pavimentos, enquanto que as mais altas são encontradas em colunas de jet grouting executadas em solos arenosos, apesar de nestas colunas as dosagens dependerem da distância ao injector. As misturas de cada dosagem foram preparadas fazendo variar a relação água cimento (w/c) para os valores 0,6, 1,2 e 1,8. O valor mais baixo representa valores próximos dos adoptados em misturas compactadas, enquanto que os valores mais altos representam misturas resultantes de injeção. Ainda que mais usuais em pavimentos, não se testaram dosagens inferiores a 10% para facilitar a montagem das amostras. No entanto, a mistura com a dosagem de 10% preparada com pouca água permite obter resultados contrastantes em relação aos obtidos quando se usam maiores quantidades de água para a mesma dosagem, ou a mesma quantidade de água para dosagens superiores. Considera-se assim este caso como um indicador do que acontece quando as menores dosagens de cimento e de água são usadas, podendo sendo encarado como o caso limite desse comportamento.

A preparação dos provetes procurou manter sempre a mesma quantidade de areia (fixou-se o peso volúmico seco só de areia em 15 kN/m³), fazendo variar a quantidade de cimento. Deste modo, apesar dos desvios que ocorrem naturalmente na preparação, pode-se atribuir as diferenças de peso volúmico essencialmente à ocupação dos vazios entre as partículas de areia pela pasta de cimento endurecida. Tem-se assim provetes com estruturas controladas maioritariamente pela presença das ligações cimentícias que, por sua vez, têm geometria controlada pela quantidade de água usada na mistura.

As misturas foram fabricadas com uma misturadora mecânica. Depois da mistura, no caso de $w/c=0,6$, o material foi compactado em moldes de modo a ter o peso volúmico seco definido para cada dosagem. Para os maiores valores de w/c , a mistura ficou fluida e foi vertida no molde até o preencher na totalidade. Houve o cuidado de remover as bolhas de ar através de vibração ligeira e o controlo da quantidade vertida. As diferenças na trabalhabilidade das misturas devidas à quantidade de água adicionada são visíveis na Figura 1 para a dosagem 350 kg/m³.

Prepararam-se provetes cilíndricos com 7 cm de diâmetro e 14 cm de altura. O peso volúmico seco, teor em água, w , índice de vazios, e , e porosidade, n , para os 28 dias de idade apresentam-se no Quadro 1 para os vários provetes. De uma maneira geral, a porosidade mantém-se fixando a dosagem de cimento, o que indica que existe o mesmo volume de vazios, apesar de as dimensões dos poros serem diferentes consoante a quantidade de água usada na mistura. Confirma-se também que o teor em água aumenta com w/c .

A cura foi feita por submersão logo após a preparação, com descofragem aos 3 dias de idade. Os ensaios de compressão simples e compressão diametral foram realizados para 3, 7, 14 e 28 dias de idade. No total, foram preparados 16 provetes de cada tipo: 12 provetes para ensaios de compressão simples (3 para cada tempo de cura), 3 provetes para cortar em 4 discos de igual espessura para a realização de ensaios de compressão diametral (1 provete para cada tempo de cura) e 1 provete para medição do coeficiente de permeabilidade saturado para 28 dias de cura. Os

fragmentos dos provetes com 28 dias de cura resultantes dos ensaios de compressão simples foram usados para a determinação da curva de retenção e extração de amostras para ensaios não destrutivos tais como porosimetrias por intrusão de mercúrio e observação em microscópio de varrimento de electrões.

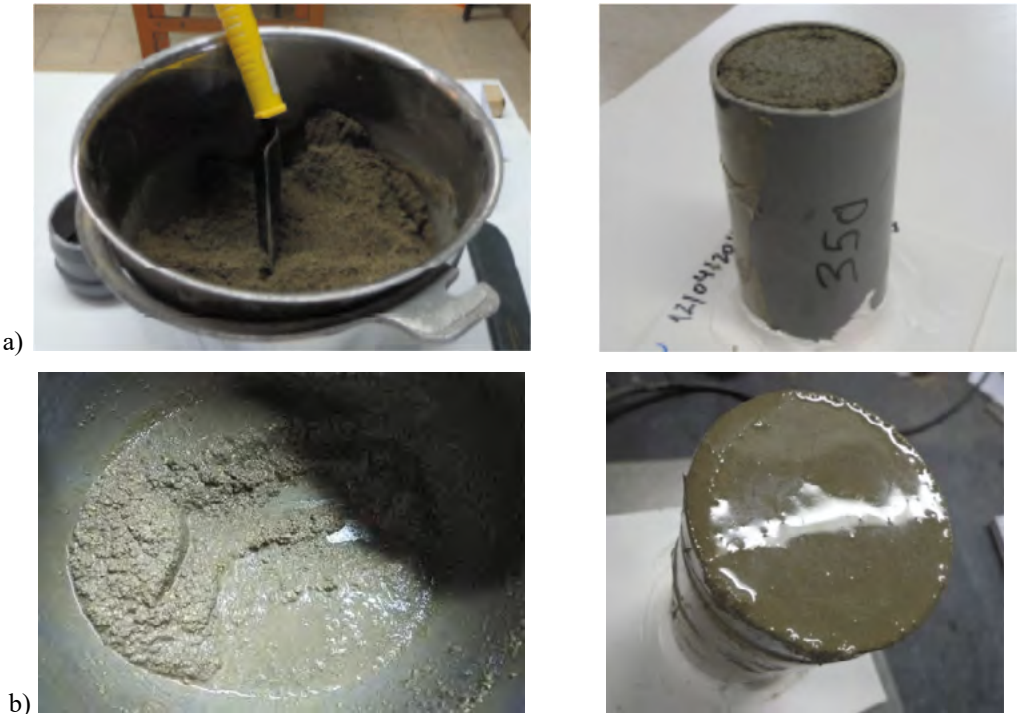


Fig. 1 – Diferenças entre as misturas quando preparadas com caldas com diferentes relações w/c , para a dosagem de 350 kg/m^3 : a) $w/c=0,6$; b) $w/c=1,2$.

Quadro 1 – Características dos provetes após 28 dias de cura (valores médios de 3 amostras).

Dosagem (kg/m^3)	w/c	Peso volúmico seco (kN/m^3)	w (%)	e	n (%)
150	0,6	$17,01 \pm 0,05$	11,1	0,370	$27,0 \pm 0,9$
	1,2	$18,03 \pm 0,58$	12,4	0,321	$24,3 \pm 2,7$
	1,8	$17,60 \pm 0,50$	14,3	0,339	$25,3 \pm 1,9$
200	0,6	$18,10 \pm 0,02$	12,9	0,330	$24,8 \pm 0,1$
	1,2	$18,09 \pm 0,12$	13,9	0,334	$25,1 \pm 0,3$
	1,8	$18,09 \pm 0,21$	20,1	0,334	$25,0 \pm 0,8$
250	0,6	$18,11 \pm 0,05$	13,2	0,332	$24,9 \pm 0,3$
	1,2	$18,33 \pm 0,21$	19,8	0,320	$24,3 \pm 0,8$
	1,8	$16,83 \pm 0,31$	19,8	0,377	$27,4 \pm 1,2$
350	0,6	$19,05 \pm 0,05$	14,7	0,290	$22,5 \pm 0,1$
	1,2	$19,06 \pm 0,20$	14,7	0,289	$22,4 \pm 0,2$
	1,8	$19,07 \pm 0,21$	14,7	0,289	$22,4 \pm 0,1$

3 – ESTRUTURA RESULTANTE DO PROCESSO DE PREPARAÇÃO

Como se sabe, independentemente do processo de mistura, quanto maior for a dosagem de cimento maior é a resistência e a rigidez conseguidas. Quanto mais água se adicionar maior vai ser a fluidez (na ausência de adjuvantes). Mantendo a mesma dosagem de cimento é possível obter geometrias para as ligações que variam entre o concentrado e o disperso, bastando para isso aumentar a quantidade de água na mistura. Como exemplo mostra-se na Figura 2 as fotografias tiradas com microscópio de varrimento de electrões (SEM) de provetes de areia após esta ter sido misturada com 150 kg/m³ e com 250 kg/m³ de cimento, adoptando para cada dosagem as relações w/c de 0,6 e de 1,8.

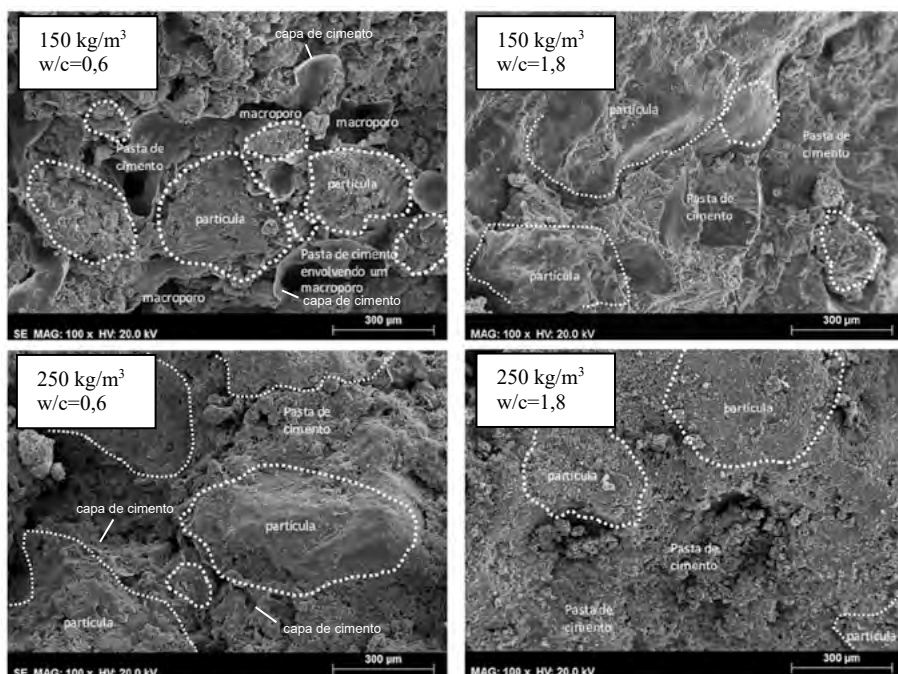


Fig. 2 – Imagens de microscópio após 28 dias de cura, em função da dosagem e de w/c.

É visível na Figura 2 que as ligações são concentradas para as relações w/c de 0,6 (muito evidentes para a dosagem de 150 kg/m³, onde parece que se vê uma espécie de capas de cimento), enquanto que para w/c de 1,8 se vê uma textura mais homogénea (ligações dispersas), onde é difícil distinguir as partículas de areia.

As diferentes estruturas criadas pelo processo de fabrico dos provetes correspondem a diferentes distribuições de tamanho de poros. Estas distribuições podem ser observadas de forma qualitativa através de microscópio e de forma quantitativa através de porosimetrias por intrusão de mercúrio, MIP. A Figura 3 apresenta as curvas das porosimetrias efectuadas para os provetes preparados com 150 kg/m³ e 250 kg/m³ de cimento e w/c de 0,6, 1,2 e 1,8, após 28 dias de cura.

Para os provetes preparados com relação água-cimento de 0,6, o material parece ter dupla porosidade (picos em 10000 nm e 40 nm para 150 kg/m³, e em 20000 nm e 80 nm para 250 kg/m³). O tamanho dos maiores poros diminui com o aumento da quantidade de cimento, o que se pode explicar por maior colmatagem dos vazios, já que este pico parece estar associado aos vazios entre os grãos de areia não preenchidos com pasta de cimento. Pode observar-se também que a dupla porosidade tende a desaparecer para relações w/c de 1,2 e 1,8, onde o tamanho dos poros

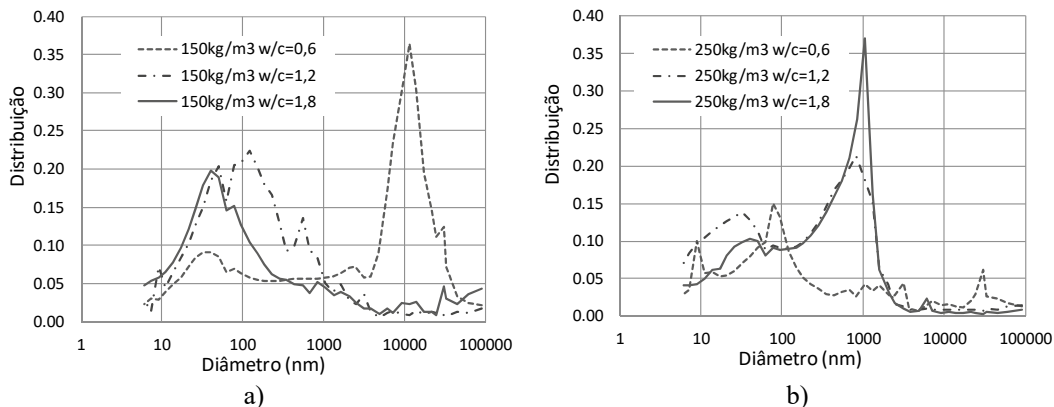


Fig. 3 – Porosimetrias por intrusão de mercúrio para as dosagens: a) 150 kg/m³; b) 250 kg/m³.

dominantes é inferior ao tamanho dos macroporos observado quando w/c é 0,6. Este resultado é esperado, considerando que os vazios entre as partículas de areia ficam preenchidos com quantidades crescentes de pasta de cimento. É uma consequência da preparação dos provetes para manter constante o peso volúmico seco da areia não tratada.

A análise conjunta das imagens de microscópio e das porosimetrias permite uma interpretação para estas ligações, que se ilustra na Figura 4. Quando se usa pouca água o solo está não saturado na mistura (é um solo compactado) e a pasta de cimento concentra-se nos meniscos entre os grãos. Quando se usa muita água esta pode ser suficiente para saturar o solo, e por isso os minerais formam-se de forma dispersa. Deve existir um valor para w/c a partir do qual a geometria deixa de ser concentrada e passa a ser dispersa, e que deve depender não só do índice de vazios mas também da dosagem de cimento. Será para estudar no futuro.

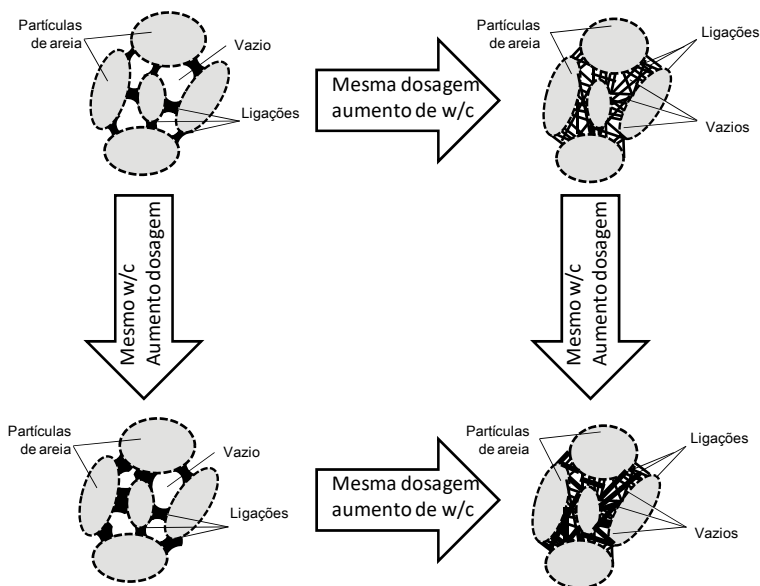


Fig. 4 – Representação esquemática da geometria das ligações consoante a dosagem de cimento e a relação w/c .

4 – COMPORTAMENTO HIDRÁULICO

A permeabilidade saturada foi medida numa câmara de ensaio triaxial seguindo o procedimento normalizado (Cardoso, 2016). Apesar de a cura ser submersa, os provetes foram saturados através de vácuo antes da montagem no equipamento de ensaio, e por aplicação de pressão de água constante, já na câmara. A Figura 5 apresenta os valores medidos para cada relação w/c em função da porosidade dos provetes.

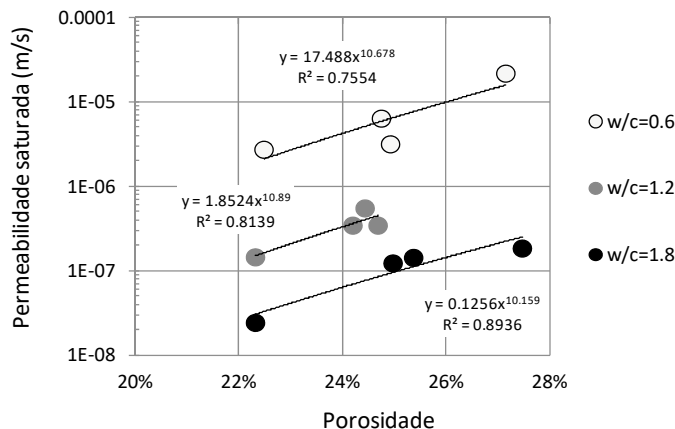


Fig. 5 – Permeabilidade saturada em função da porosidade e da relação w/c na preparação.

Os valores, aumentam com o aumento da porosidade, como seria de esperar. Os valores obtidos para os provetes preparados com w/c de 0,6, com ligações concentradas, são próximos dos valores geralmente encontrados em solos arenosos ($k \approx 1 \times 10^{-5}$ m/s) o que se explica pela presença de poros de grandes dimensões (macroporos). Os valores da permeabilidade diminuem uma ordem de grandeza com o aumento de w/c também devido à redução do tamanho dos macroporos que se observou antes na Figura 3.

Outra forma de avaliar o comportamento hidráulico do solo é através da sua curva de retenção, que traduz a relação entre o grau de saturação, ou teor em água, e a sucção. O raio de curvatura dos meniscos e a sua evolução durante a molhagem e secagem, função da permeabilidade não saturada, depende da geometria dos vazios. Assim, esta geometria reflecte-se na forma da curva próxima da saturação e é traduzida pelo valor de entrada de ar (sucção a partir da qual a fase gasosa passa a ser contínua) (Romero *et al.* 1999).

Existem várias equações possíveis para a curva de retenção, sendo a equação seguinte (Van Genuchten, 1980) a mais conhecida e que se encontra implementada na maior parte dos programas de cálculo comerciais:

$$Sr = \left[1 + \left(\frac{s}{P} \right)^{\frac{1}{1-\lambda}} \right]^{-\lambda} \quad (1)$$

Nesta equação, Sr é o grau de saturação, s é a sucção, P é o valor de entrada de ar e λ é uma constante.

Mediram-se as curvas de retenção para os vários provetes ao fim de 28 dias de cura, tanto para os ramos de secagem como molhagem (Cardoso, 2017). As constantes P e λ foram obtidas por ajuste numérico (Quadro 2) considerando os valores experimentais. A Figura 6 apresenta as curvas obtidas para as dosagens de 150 kg/m^3 e 250 kg/m^3 . Para a elaboração dos gráficos desta figura considerou-se sucção $s=0,01 \text{ MPa}$ para o caso saturado, por simplificação.

Quadro 2 – Parâmetros P e λ obtidos por ajuste numérico.

Dosagem		150 kg/m ³		200 kg/m ³		250 kg/m ³		350 kg/m ³	
	Ramo	Sec.	Molh.	Sec.	Molh.	Sec.	Molh.	Sec.	Molh.
$w/c=0,6$	P (MPa)	0,60	0,01	3,00	0,15	6,00	0,10	7,00	0,30
	λ	0,30	0,25	0,40	0,35	0,40	0,25	0,38	0,25
$w/c=1,2$	P (MPa)	3,00	0,60	4,00	0,50	6,00	0,60	10,00	1,20
	λ	0,35	0,30	0,35	0,28	0,40	0,30	0,45	0,32
$w/c=1,8$	P (MPa)	5,00	0,60	5,00	0,60	7,50	0,70	10,00	1,20
	λ	0,50	0,40	0,40	0,30	0,45	0,33	0,45	0,32

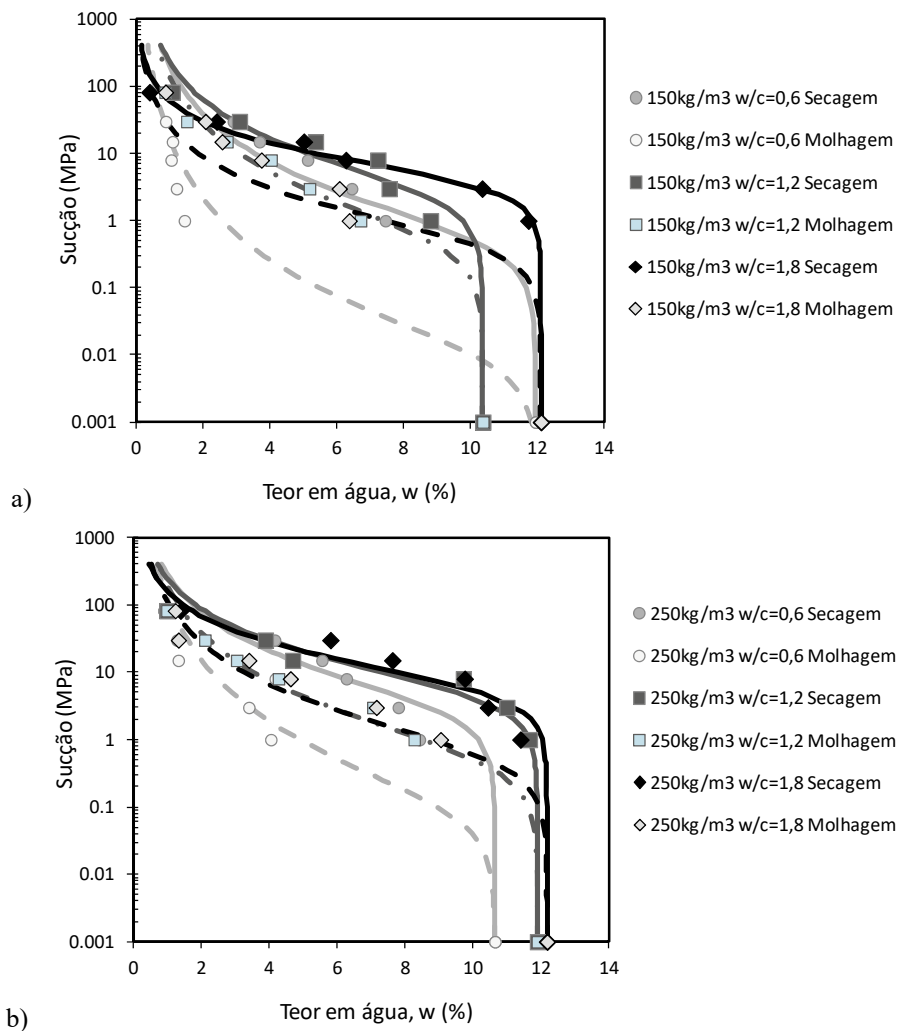


Fig. 6 – Curvas de retenção para as dosagens: a) 150 kg/m³; b) 250 kg/m³.

Pode-se observar na Figura 6 que a forma das curvas é afectada principalmente pelo teor de água na saturação e depende pouco das relações w/c . Apenas para os provetes preparados com a relação água-cimento de 0,6 é que há diferenças marcantes para os dois ramos de secagem e molhagem ou seja, há histerese bem marcada. Para estes casos as curvas são quase verticais no início da molhagem (alta sucção). Esta geometria corresponde a baixos valores de entrada de água (parâmetro P), que se apresentam na Figura 7. Os menores valores para P foram encontrados quando $w/c = 0,6$. Valores reduzidos de P são típicos de solos arenosos (Fredlung e Rahardjo, 1993) e de materiais muito permeáveis, que são os mais fáceis de molhar e secar. Tal indica que a presença das ligações concentradas não altera de forma significativa a estrutura do material arenoso, mas obviamente que as alterações começam a ser relevantes quando a dosagem de cimento aumenta porque os vazios vão ficando cada vez mais pequenos.

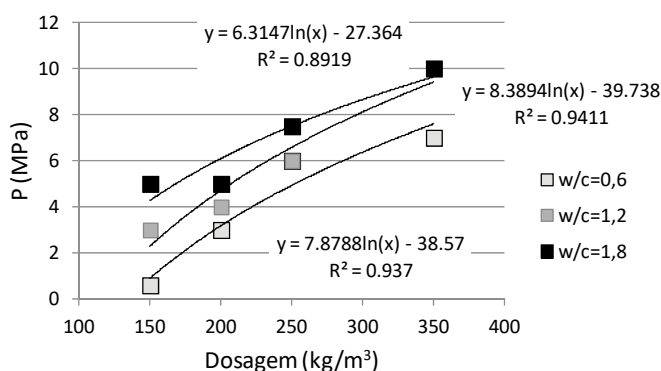


Fig. 7 – Valores do parâmetro P na molhagem em função de w/c na preparação.

Em relação à histerese, esta explica-se pela geometria dos vazios e pelo ângulo de contacto da água ser diferente na molhagem e na secagem. O facto de se ter obtido maior histerese para os provetes com a relação água-cimento de 0,6 mostra que é quando a geometria dos vazios é mais irregular, o que está de acordo com a porosidade dupla encontrada para estas amostras e ilustrada antes na Figura 3.

5 – COMPORTAMENTO MECÂNICO

Os ensaios de compressão simples e de compressão diametral foram realizados de acordo com as normas ASTM D2166-06 (2006) e ASTM D3967-08 (2008), respectivamente. Os ensaios foram realizados em provetes que tinham estado submersos antes da sua montagem nos respectivos equipamentos, de modo a minimizar a influência da sucção nos resultados (procedimento descrito em Cardoso *et al.* 2017). A resistência à tracção foi obtida de forma indirecta através de resultados de ensaios de compressão diametral. Esta abordagem tem algumas simplificações, mas considera-se que estas não têm influência significativa nas conclusões porque a análise dos valores é feita de forma relativa, por comparação entre provetes.

A Figura 8 mostra relação entre w/c e a resistência à compressão simples, e entre w/c e a resistência à tracção, ambas medidas aos 28 dias de idade, para as várias dosagens de cimento estudadas. Como esperado, verifica-se menor resistência, tanto à tracção como à compressão, para os provetes preparados com menores dosagens de cimento. Constata-se que a resistência é inferior nos provetes onde as ligações têm geometria marcadamente concentrada (de uma maneira geral, quando $w/c = 0,6$). Para os provetes onde a geometria das ligações é dispersa, a resistência pode ser comparada à que se observa em betão e argamassas (Neville, 1996, por exemplo). Neste caso foi encontrada maior resistência à compressão para os provetes preparados com $w/c=1,2$ do que com

$w/c=1,8$, o que se explica pelas características da pasta de cimento endurecida. Isto porque as características da argamassa melhoram quando se usa menores quantidades de água na sua preparação, devido a mecanismos de cristalização em torno dos minerais de cimento em suspensão (Horpibulsuk *et al.* 2003).

De acordo com a Figura 8, para cada dosagem existe uma relação água-cimento ótima (neste caso $w/c=1,2$), para a qual se obtiveram os valores máximos para a resistência à compressão e à tracção. Este resultado confirma que a quantidade de água utilizada na mistura é importante e, por essa razão, o teor de água de compactação, ou a fluidez da argamassa usada na injeção, devem ser considerados para obter as propriedades mecânicas finais pretendidas da mistura. Provavelmente, o teor em água ótimo para o qual a resistência é máxima depende da dosagem de cimento. Este comportamento é típico de materiais compactados, e aparentemente pode ser extendido para considerar caldas mais fluidas.

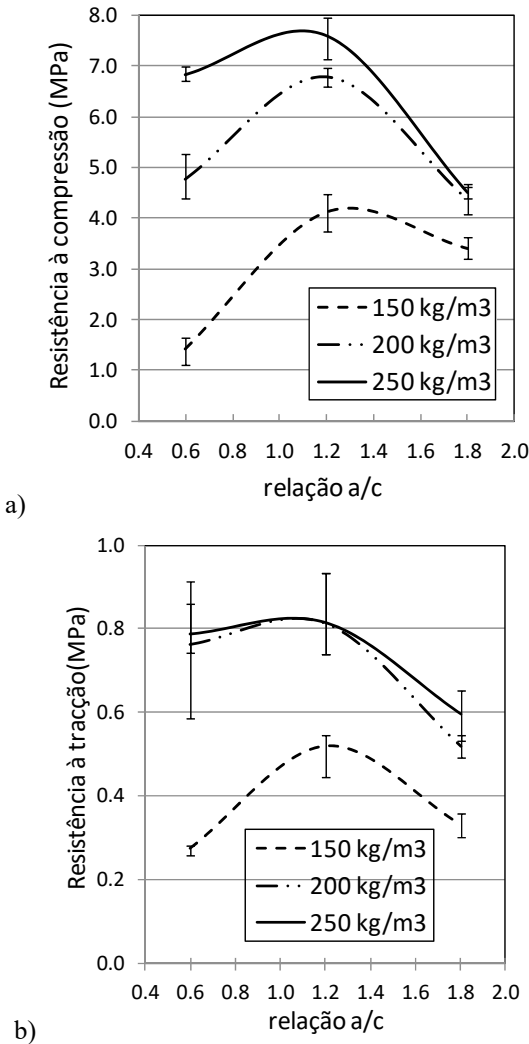


Fig. 8 – Influência da geometria das ligações, quantificada através de w/c , para 28 dias de cura, na: a) resistência à compressão; b) resistência à tracção.

Estes resultados são coerentes com os resultados obtidos por outros autores (por exemplo Consoli *et al.* (2010, 2011), para solos compactados, e Davies e Fendukly (1994) para misturas de solo-cimento). A novidade deste trabalho em relação aos estudos publicados é que se estudaram intervalos de relações w/c com maior amplitude, e que portanto cobrem as várias geometrias de ligações, enquanto que os restantes só cobrem intervalos onde as ligações são concentradas (solos compactados) ou onde são dispersas (argamassas e misturas solo-cimento muito fluidas).

Ao relacionar ambas as resistências com a porosidade (Figura 9) constata-se que a resistência diminui com o aumento da porosidade. No entanto, à excepção dos provetes preparados com w/c de 1,2, parece que a resistência não depende muito da relação w/c da preparação.

Finalmente, ainda de acordo com os dados apresentados na Figura 8, e considerando também os resultados apresentados por Cardoso *et al.* (2017) onde se analisou a sua evolução com o tempo de cura, constata-se que a relação entre a resistência à tracção e à compressão simples é aproximadamente constante (0,12). Esta relação é independente da dosagem e da relação água-cimento adoptada, e também do tempo de cura. Este valor está próximo dos obtidos por outros autores, por exemplo Consoli *et al.* (2011) sugeriram o valor de 0,15.

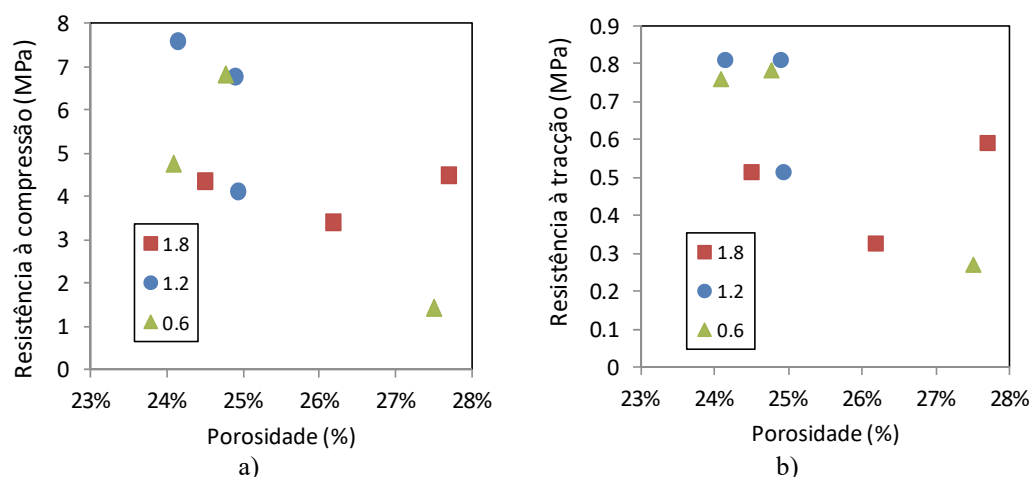


Fig. 9 – Influência da porosidade, para 28 dias de cura, na: a) resistência à compressão (valores médios); b) resistência à tracção (valores médios).

6 – ANÁLISE CONSIDERANDO A PRESENÇA E GEOMETRIA DAS LIGAÇÕES

A maior parte dos estudos existentes procura relacionar a resistências à compressão simples com as dosagens de cimento, porosidades no estado endurecido, ou com a combinação de ambas para considerar o volume de cimento que se encontra a preencher os vazios. Tais abordagens não consideram a geometria das ligações, mas apenas sua presença e quantidade na mistura. Tal é natural porque estes estudos restringem-se a valores de w/c típicos de materiais compactados. Vai-se agora analisar se esta abordagem é válida para as duas geometrias de ligações identificadas neste trabalho, com base nos resultados dos ensaios de compressão simples por serem os mais usuais.

Consoli *et al.* (2010) definiram um parâmetro que considera o volume de vazios ocupado pelos minerais hidratados de cimento,

$$\frac{n}{C_v} = \frac{\left(\frac{V_v}{V}\right)}{\left(\frac{V_c}{V}\right)} = \frac{V_v}{V_c} \quad (2)$$

onde V_v , V_c e V são o volume de vazios, o volume preenchido por cimento e o volume total, respectivamente, n é a porosidade e C_v é o volume de cimento em relação ao volume total. O volume de cimento V_c é obtido pela expressão:

$$V_c = \frac{W_c}{\gamma_c} \quad (3)$$

onde W_c é o peso de cimento e γ_c é o peso volumico das partículas de cimento ($\gamma_c=31 \text{ kN/m}^3$). Este volume não considera o volume ocupado pelos minerais de cimento após hidratação, que depende da água da mistura. Assim, o parâmetro n/C_v não permite considerar a geometria mas apenas a presença das ligações. Este parâmetro é tanto menor quanto maior for a quantidade de ligações, porque a porosidade diminui.

A Figura 10 apresenta a análise efectuada aos valores da resistência à compressão simples em função do parâmetro n/C_v para os provetes ensaiados. Foi feita a análise fixando w/c (Fig. 10a) ou a dosagem (Fig. 10b), e considerando valores médios. Consta-se que n/C_v é praticamente constante para cada dosagem (mais visível na Fig. 10b), identificando correctamente a presença de ligações porque estas existem em quantidade directamente proporcional à quantidade de cimento. Fixando n/C_v verifica-se que a resistência varia bastante em função de w/c (Fig. 10a) e por isso a geometria das ligações deve ser considerada. Pode-se assim concluir que o parâmetro n/C_v considera bem a presença de cimento mas não a geometria ocupada por este após hidratação. Assim, a geometria das ligações é importante, e não só a sua presença.

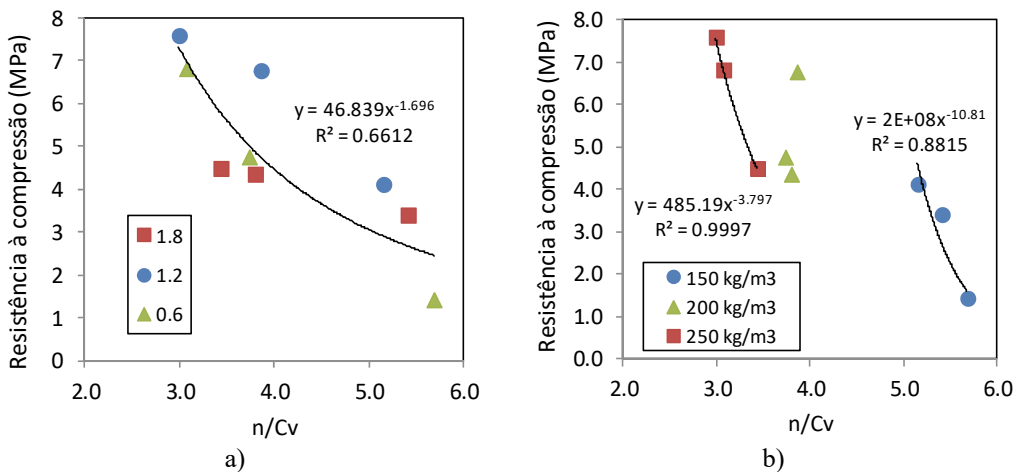


Fig. 10 – Uso do parâmetro n/C_v para interpretar os resultados dos ensaios à compressão simples aos 28 dias considerando: a) todos os ensaios; b) cada dosagem individualmente.

7 – CONCLUSÕES

A consideração das diferentes geometrias das ligações ajuda a compreender melhor o comportamento mecânico e hidráulico de misturas de solo-cimento depois de endurecidas.

Considerando as características hidráulicas, a permeabilidade diminui se a dimensão dos vazios se reduz significativamente, o que acontece se as ligações são dispersas, ou seja, se w/c é muito elevada. A análise do valor de entrada de ar da curva de retenção, em particular no ramo de molhagem, está também de acordo com esta observação. A resistência tanto à tracção como à compressão dependem mais da dosagem de cimento do que de w/c , no entanto a quantidade de água usada também afecta estes valores porque considera a qualidade e resistência da pasta de cimento endurecida das ligações.

O parâmetro n/C_v traduz a presença de cimento nos vazios do solo e tem sido usado para efeitos de comparação entre várias dosagens, mas foi testado apenas em provetes de areia compactada, ou seja, em provetes com baixas dosagens de cimento e pouca quantidade de água na preparação. Para os casos de pavimentos em que se adoptam dosagens menores do que as testadas é de esperar comportamento semelhante ou ainda mais contrastante em relação ao observado para as maiores dosagens e relações w/c . Se a geometria das ligações não fosse importante, seria de esperar valores idênticos para a resistência para os mesmos valores de n/C_v , mas tal não se verifica pois esta depende de w/c . Assim, de uma forma geral não é suficiente considerar a presença da pasta de cimento endurecida, mas deve-se considerar também a sua geometria, ou seja, da quantidade de água usada na preparação da calda de cimento a misturar ao solo. No entanto, se generalizado a várias dosagens e relações w/c , este parâmetro permitirá definir a relação w/c óptima para um dado solo e é conceptualmente mais correcta do que afectar a análise dos valores da resistência em função de w/c como se se tratasse de uma curva de compactação, particularmente quando o solo passa a estar saturado após a adição do ligante.

AGRADECIMENTOS

A autora agradece ao Doutor Daniel Ribeiro, aos Engenheiros Raquel Neri e Henrique Oliveira e ao Sr José Alberto Reis a ajuda para a obtenção dos dados experimentais apresentados neste artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM D2166-06 (2006). *Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil*. American Standard for Testing Materials, EUA.
- ASTM D3967-08 (2008). *Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Intact Rock Core Specimens*. American Standard for Testing Materials, EUA.
- Cardoso, R. (2016). *Porosity and tortuosity influence on geophysical properties of an artificially cemented sand*. Engineering Geology, 211 (23), pp. 198–207.
- Cardoso, R. (2017). *Influence of water-cement ratio on the hydraulic behavior of an artificially cemented sand*. Journal of Geotechnical and Geological Engineering, 33, pp. 1513-1527.
- Cardoso, R.; Ribeiro, D.; Néri, R. (2017). *Bonding effect on compressive e tensile strength of sand-cement mixtures*. Soils and Foundations, 57, pp. 655–668.
- Consoli, N.; Cruz, R.; Floss, M.; Festugato, L. (2010). *Parameters controlling tensile e compressive strength of artificially cemented sand*. J. Geotech. Geoenv. Engineering, 136, pp. 759-763.
- Consoli, N.; Rosa, D.; Cruz, R.; Rosa, A. (2011). *Water content, porosity e cement content as parameters controlling strength of artificially cemented silty soil*. Engineering Geology, 122, pp. 328-333.

- Davies, J.; Fendukly, L. (1994). *Behavior of soil-cement specimens in unconfined dynamic compression*. Journal of Materials Science, 29, pp. 3255-3260.
- El Euch, S.; Neji, J.; Loulizi, A. (2010). *Compacted Sand Concrete in Pavement Construction: An Economical and Environmental Solution*. Aci Materials Journal, 107(2):195-202.
- Fredlund, D.G.; Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. John Wiley e Sons, New York.
- Fang, Y.; Chung, Y.; Yu, F.; Chen, T. (2001). *Properties of soil-cement stabilized with deep mixing method*. Ground Improvement, 5(2), pp. 69-74.
- Gajo, A.; Cecinato, F.; Hueckel, T. (2015). *A micro-scale inspired chemo-mechanical model of bonded geomaterials*. International Journal of Rock Mechanics e Mining Sciences, 80, pp. 425-438.
- Gens A.; Nova R. (1993). *Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils e weak rocks*. Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks, Balkema, Rotterdam, pp. 485-494.
- Horpibulsuk, S.; Miura, N.; Nagaraj, T.S. (2003). *Assessment of strength development in cement-admixed high water content clays with Abrams' law as a basis*, Geotechnique, 53(4), pp. 439-444.
- Neville, A.M. (1996). *Properties of concrete*. Fourth e final edition standards. Pearson, Prentice Hall
- Porbaha, A.; Shibuya, S.; Kishida, T. (2000). *State of the art in deep mixing technology. Part III: geomaterial characterization*. Ground Improvement, 4(3), pp. 91-100.
- Ribeiro, D.; Maranhã, J.; Cardoso, R. (2016). *Modelling the mechanical behaviour of sand-cement mixtures*. 15º Congresso Nacional de Geotecnia, Porto - prémio Jovens Geotécnicos em Língua Inglesa.
- Romero, E.; Gens, A.; Lloret, A. (1999). *Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated compacted Boom clay*. Engineering Geology, 54, pp. 117-127.
- Van Genuchten, M. T. (1980). *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Soil Sci. Soc. Am. J., 44, pp. 892-898.

MAPEAMENTO DO RISCO DE FLUXO DE DETRITOS COM BASE EM MODELO GIS

Mapping of debris flow risk areas based on a GIS model

Paula Morais Canedo de Magalhães^a, Alberto S. F. Jardim Sayão^a

^a Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Brasil

RESUMO – A identificação de áreas com predisposição à ocorrência de desastres naturais surge como informação importante, principalmente no contexto urbano. Sendo assim, o objetivo desse estudo é propor uma metodologia para o mapeamento de áreas de risco de fluxo de detritos, considerado como um dos acidentes naturais que mais provocam mortes e perdas materiais. Para tanto, esse estudo fez a modelagem de estabilidade das encostas diretamente num software GIS, em que foram utilizados o Modelo do Talude Infinito, para o cálculo da estabilidade, e do Método CN do SCS, como modelo de infiltração. Na análise de risco, considerou-se que Risco é definido pelo produto da probabilidade de ocorrência de um fluxo de detritos (Perigo), onde é avaliada a influência das características do meio físico e do seu processo deflagrador; com a severidade das suas consequências, medidas em termos de população afetada (Exposição) e suas fragilidades (Vulnerabilidade).

SYNOPSIS – The identification of areas prone to the occurrence of natural disasters is an important information, especially in urban areas. Therefore, this study aimed to propose a methodology for debris flow risk assessment, considered as one of the natural disasters that most cause deaths and material losses. To this end, this study made the slope stability modelling directly in a GIS software, in which the Infinite Slope Model was used for the slope stability calculation, and the SCS CN Method, as the infiltration model. For the risk assessment, Risk is defined by the product of the probability of the occurrence of a debris flow event (Hazard), where the influence of the environment's physical characteristics and its triggering process are evaluated; with the severity of its consequences, measured in terms of the affected population (Exposure) and its weaknesses (Vulnerability).

Palavras Chave – Fluxos de detritos; Sistema de Informação Geográfica; Mapeamento de risco.

Keywords – Debris flow; Geographic Information System; Risk mapping.

1 – INTRODUÇÃO

De acordo com *United Nations Office for Disaster Risk Reduction* (UNDRR, 2020a) o termo desastre refere-se a “uma séria interrupção do funcionamento de uma comunidade ou sociedade envolvendo perdas e impactos em fatores humanos, materiais, econômicos e ambientais, de maneira a exceder a capacidade do elemento afetado de lidar com as consequências usando seus próprios recursos”. Segundo o relatório “*Human cost of disasters*” da UNDRR (UNDRR, 2020b), entre as duas última décadas do século passado (1980-1999) e as duas primeiras décadas do século atual (2000-2019) houve um significativo aumento do número de desastres ao redor do mundo (Quadro 1), principalmente daqueles relacionados ao aumento da temperatura média global, que por sua vez

E-mails: paulamoraiscanedo@gmail.com (P. Magalhães); sayao@puc-rio.br (A. Sayão)

contribui para o aumento da intensidade e frequência de eventos climáticos extremos como secas, furacões e chuvas torrenciais.

Quadro 1 – Total de desastres registrados divididos por tipo (mod. UNDRR, 2020a)

Período analisado	Secas	Terremotos	Temp. Extremas	Inundações	Deslizamentos	Mov. Massa Seca	Tempestades	Atividade Vulcânica	Queimadas
1980-1999	263	445	130	1389	254	27	1457	84	163
2000-2019	338	552	432	3254	376	13	2043	102	238

Os desastres devidos a chuvas intensas afetam principalmente áreas montanhosas, provocando inundações ao longo dos canais naturais de drenagem e escorregamentos nas encostas. Essa situação é típica da região serrana do estado do Rio de Janeiro - Brasil, cujos rios são hidraulicamente rápidos, com grande capacidade erosiva, dinamicamente relacionados com a intensidade das chuvas e marcados por enchentes de curta duração (Canedo *et al.*, 2011).

Em janeiro de 2011, a região serrana carioca foi palco de um dos maiores desastres socioambientais, decorrentes de chuvas intensas, ocorridos no último século (Coelho Netto *et al.*, 2013; Ximenes *et al.*, 2017). Nessa ocasião, fluxos de detritos (Figura 1) e outros movimentos de massa foram observados em diversos locais resultando em danos catastróficos (Valverde Sancho, 2016). Apesar de ter sido um evento atípico, alguns dos processos que potencializaram os danos ocorridos nesse evento são relativamente comuns e podem voltar a ocorrer, principalmente de forma localizada, como é o caso de fluxos de detritos.



Fig. 1 – Fluxo de detritos na região serrana do Rio de Janeiro, em 2011.

Nesse contexto, a identificação e o mapeamento das áreas com predisposição à ocorrência de processos naturais catastróficos surge como informação de extrema importância, sendo particularmente útil no planejamento urbano, zoneamento de risco e gestão ambiental. Sendo assim, o objetivo desse trabalho foi propor uma metodologia para o mapeamento de risco de fluxo de detritos visando auxiliar as autoridades responsáveis pela hierarquização e identificação de áreas com alto risco de ocorrência de fluxo de detritos, para auxiliar o ordenamento da ocupação do território.

2 – FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Nessa seção são apresentados os conceitos utilizados para o embasamento teórico do trabalho proposto no que se refere a fluxos de detritos e análise de risco.

2.1 – Fluxo de detritos

De maneira geral, os fluxos de detritos podem ser definidos como um movimento de massa catastrófico, que possui uma matriz de água e sedimentos (finos e grossos), que se move como um fluido contínuo e viscoso (Cruden e Varnes, 1996; Hutchinson, 1988; Takahashi, 2007).

Essa massa transportada nos talwegues costuma carrear uma mistura de água e materiais soltos (detritos) de baixa plasticidade, compostos por uma miscelânea de areias, siltes, blocos, e matacões, além de eventuais materiais orgânicos como troncos, galhos, entre outros. A quantidade e tipo de materiais envolvidos dependem das diferentes fontes de detritos disponíveis na encosta (Kobiyama *et al.*, 2014).

A viscosidade e o empuxo da massa transportada permitem que o fluxo de detritos seja capaz de suportar e movimentar grandes blocos rochosos devido às forças de atrito e colisão destes blocos com a mistura formada pelas partículas em movimento. Além disso, devido à sua fluidez, esse grande volume de material transportado pode alcançar longas distâncias (Alvarado, 2006; Nunes e Sayão, 2014).

Por essas implicações que envolvem este movimento, o fluxo de detritos normalmente é classificado como um movimento de massa catastrófico, sendo capaz de produzir alterações topográficas importantes, devido ao seu alto poder de erosão e destruição (Rodine, 1974; Takahashi, 2007). Hungr *et al.* (1984) descrevem as medidas possíveis para remediação dos danos causados por fluxos de detritos catastróficos.

2.2 – Análise de risco

O termo Risco tem vários significados e abrangência, que englobam fatores econômicos, sociais e ambientais (Samuels e Gouldby, 2009). Em engenharia, o termo Risco indica a combinação da probabilidade de ocorrer um acidente, ou evento danoso, e o impacto, ou consequência, correspondente, quantificado pelo número de vítimas ou prejuízos materiais, econômicos e ambientais (Sayers *et al.*, 2013; UNISDR, 2004, 2009), como indicado na Figura 2. Mais especificamente, o Risco (R) de um acidente é definido pelo produto indicado na equação seguinte:

$$R = H * C \quad (1)$$

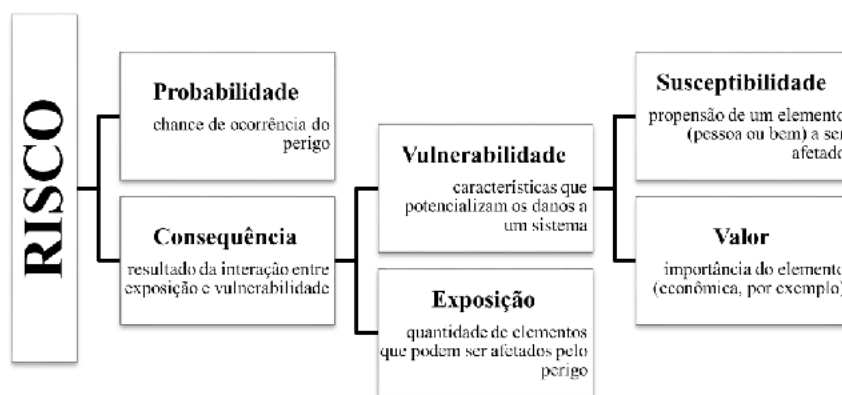


Fig. 2 - Composição do risco (Zonensein, 2007)

sendo R o risco; H a probabilidade de ocorrência do acidente e C a consequências do acidente.

A probabilidade de ocorrer um acidente ou evento perigoso é também comumente chamada de “Perigo” (do inglês *hazard*) e refere-se à frequência temporal de um fenômeno, atividade humana ou condição capaz de causar danos ou prejuízos físicos, sociais e ambientais, perda de vidas, ou impactos à saúde, interrupção econômica, etc (Sayers *et al.*, 2013).

As consequências de um acidente podem ser quantificadas em termos de “Exposição” e “Vulnerabilidade”. A “Exposição” é uma medida direta da quantidade de bens, objetos, pessoas, infraestrutura, meio ambiente, serviços, processos produtivos, etc, que se localizam na área potencialmente afetada pelo “Perigo”. A “Vulnerabilidade” refere-se às características que potencializam os danos de um sistema, sendo influenciada pela propensão de um elemento (pessoa ou bem) sofrer um certo dano durante o acidente e pela importância relativa deste elemento (em termos econômicos, sociais, etc) (Sayers *et al.*, 2013).

Para fins deste trabalho, o Perigo corresponde à probabilidade de ocorrência de um fluxo de detritos, e a Consequência (que abrange os conceitos de Exposição e Vulnerabilidade), é definida pelos danos socioeconômicos.

3 – METODOLOGIA

Na metodologia proposta neste artigo, as etapas de cálculo para o mapeamento de risco estão mostradas na Figura 3. Ressalta-se que a metodologia faz uso de geoprocessamento e do sistema de informações geográficas (GIS), sendo necessário o uso de um *software* capaz de processar esses dados. Neste trabalho, foi utilizado o QGIS 3.16.

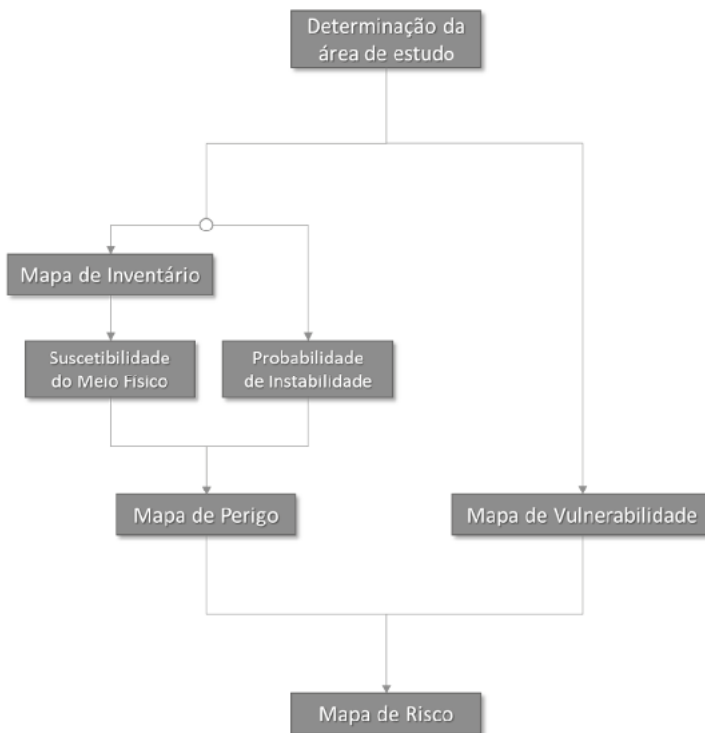


Fig. 3 - Fluxograma com a metodologia proposta (Magalhães, 2021)

Esse é um *software* GIS de código aberto desenvolvido pela *Open Source Geospatial* (OSGeo) que permite a visualização, edição e análise de dados georreferenciados permitindo ao usuário criar mapas com várias camadas de diferentes informações (QGIS, 2021).

A metodologia proposta considera os seguintes 4 mapas:

- Mapa de Inventário: não é usado diretamente no cálculo do Risco, mas serve como base para a elaboração do Mapa de Perigo, contendo informações como tipo e distribuição espacial das cicatrizes dos eventos passados;
- Mapa de Perigo: indica a probabilidade de ocorrência de um fluxo de detritos;
- Mapa de Vulnerabilidade e Exposição: indica a quantidade de pessoas expostas a um fluxo de detritos, bem como a fragilidade frente a esse evento;
- Mapa de Risco: é obtido pelo produto dos Mapas de Perigo e de Vulnerabilidade e Exposição.

4 – CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Em 11 de janeiro de 2011, chuvas extremas serviram de gatilho para a maior catástrofe já ocorrida na região Serrana do Rio de Janeiro, Brasil, e um dos maiores desastres socioambientais ocorridos no último século (Coelho Netto *et al.*, 2013; Ximenes *et al.*, 2017). Esse evento atingiu 7 municípios (Nova Friburgo, Teresópolis, Petrópolis, São José do Vale do Rio Preto, Areal, Sumidouro e Bom Jardim) e afetou 305 mil pessoas, com 912 vítimas fatais oficiais, de acordo com os Dados da Defesa Civil Estadual. Com relação a perdas e danos, estimativas do Banco Mundial apontam para custos totais da ordem de R\$4,78 bilhões (Motta, 2014; Nunes, 2013; Ribeiro, 2015).

Essa chuva de grande intensidade, com tempo de recorrência de cerca de 350 anos, foi provocada pela conjugação de chuvas pré-frontais de longa duração, chuvas de verão de curta duração e alta intensidade, além da grande fonte de umidade proporcionada pela formação da Zona de Convergência do Atlântico Sul (ZCAS). Esse evento hidrológico atípico incidiu sobre uma região de encostas com declives acentuados, vales estreitos, camada pouco espessa de solo e afloramentos rochosos nas partes elevadas (Canedo *et al.*, 2011).

Segundo Pinho *et al.* (2013), essas características físicas da região foram determinantes para a ocorrências de deslizamentos, fluxos de detritos e enxurradas, que conduziram lama e detritos ao longo dos vales. Além dessas fragilidades naturais, observa-se que a região sofreu com a ocupação desordenada do solo que levou a ocupação das chamadas “áreas de risco”, sobretudo, mas não exclusivamente, por populações de baixa renda, as quais constroem sem qualquer orientação técnica (Canedo *et al.*, 2011).

Dentre os municípios atingidos, Nova Friburgo foi o mais afetado, com 3.622 cicatrizes de deslizamentos registradas em uma área de 400 km² (Coelho Netto *et al.*, 2013; Medeiros e Barros, 2011; Telles *et al.*, 2015). Nesse município, um dos lugares mais atingidos foi a Bacia do Córrego D’Antas, onde houve deslizamentos translacionais rasos e fluxos de detritos, com grande destruição das áreas marginais dos canais, envolvendo casas, prédios e escolas (Ximenes *et al.*, 2017).

A Bacia do Córrego D’Antas, mostrada na Figura 4, possui cerca de 51,5 km², e está inserida no contexto morfológico da Serra do Mar, com precipitação média anual de 2.359 mm, sendo dezembro e janeiro os meses mais chuvosos. Os dados de precipitação apresentados na Figura 5 são referentes ao Posto Pluviométrico Piller, localizado em Nova Friburgo-RJ próximo à Bacia do Córrego D’Antas, e foram obtidos no Sistema Hidroweb da Agência Nacional de Águas (ANA). Esse sistema é uma ferramenta integrante do Sistema Nacional de Informações sobre Recursos Hídricos (SNIRH) e oferece o acesso ao banco de dados que contém todas as informações coletadas pela Rede Hidrometeorológica Nacional (RHN), reunindo dados de níveis fluviais, vazões, chuvas, climatologia, qualidade da água e sedimentos (ANA, 2005).

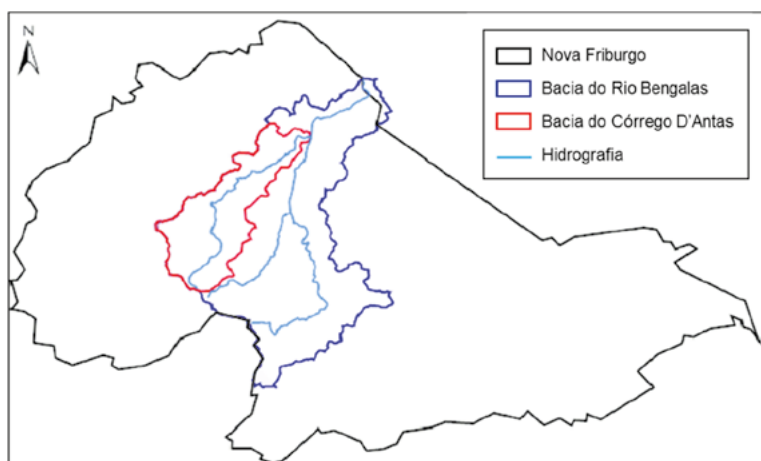


Fig. 4 – Delimitação do município de Nova Friburgo e das Bacias dos rios Bengala e Córrego D’Antas (Telles *et al.*, 2015).

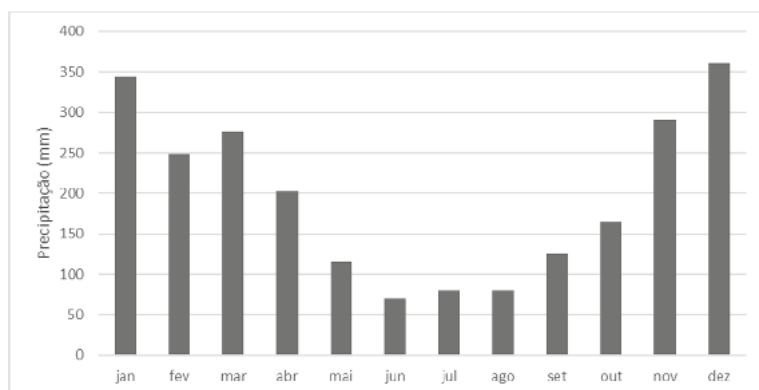


Fig. 5 – Precipitação média mensal na Bacia do Córrego D’Antas (ANA, 2005)

5 – RESULTADOS

A metodologia proposta realiza o mapeamento de risco de fluxo de detritos diretamente em um *software* GIS seguindo uma sequência simples de cálculos com baixo custo computacional. Ressalta-se também que todos os dados de entrada (*inputs*) necessários são do tipo *open-access* obtidos em sites de órgãos do governo brasileiro, o que facilita a replicabilidade em território nacional.

5.1 – Delimitação da área de estudo e Mapa de Inventário

Devido às suas características físicas e de movimento, os fluxos de detritos estão diretamente ligados a processos hidrológicos dentro de bacias hidrográficas (Zhang *et al.*, 2014). Estudar fluxo de detritos tomando como base a bacia hidrográfica pode ser observado nos trabalhos de Alexander (2008); Armas *et al.* (2013); Carrara *et al.* (1991); Gong *et al.* (2020); Lee e Park (2016); Li *et al.* (2019); Ray e Smedt (2009); Zhou *et al.* (2014). Essa forma de análise, comum em hidrologia e hidráulica, permite observar eventuais interações entre as áreas afetadas da bacia com as áreas vizinhas, o que leva a uma análise abrangente do problema.

A Bacia do Córrego D'Antas, apresentada na Figura 6a, foi traçada com base no Modelo Digital de Elevação (MDE) obtido no Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), em escala 1:25.000. Já na Figura 6b é apresentado o Mapa de Inventário com a localização das 28 cicatrizes de fluxos de detritos identificadas por Silva (2016), a partir de imagens do aplicativo *Google Earth*, em 19/01/2011.

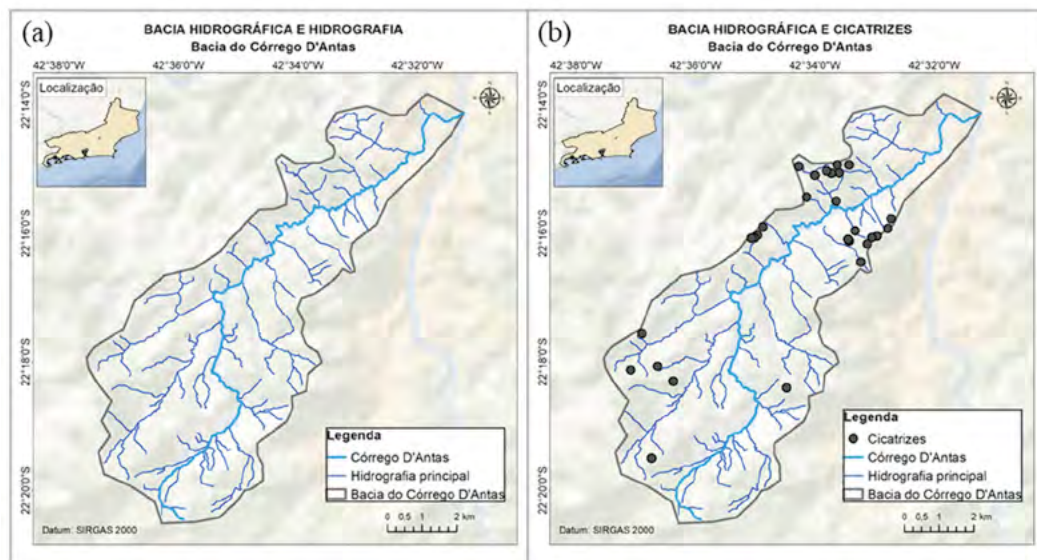


Fig. 6 – (a) Delimitação da Bacia; (b) Mapa de Inventário (Magalhães, 2021)

5.2 – Mapa de Perigo

No Mapa de Perigo é representada a probabilidade de ocorrência de um fluxo de detritos, cuja probabilidade está condicionada às características do meio físico e à probabilidade de ocorrência do processo deflagrador. Este mapa é obtido em duas etapas: (1) determinação da suscetibilidade do meio físico; (2) determinação da probabilidade de instabilidade.

5.2.1 – ETAPA 1: Determinação da suscetibilidade do meio físico

Li *et al.* (2019) sugerem que fatores como topografia, litologia, tipo e uso do solo condicionam a formação de fluxos de detritos. Nesse contexto, esse trabalho utilizou os seguintes critérios para a determinação da suscetibilidade do meio físico:

- Topográficos: Declividade, que tem influência no desencadeamento do movimento, e na capacidade de transporte de massas sólidas e líquidas; Curvatura Vertical, que influencia os processos de transporte de sedimentos e acumulação de água (Valeriano, 2008); e Curvatura Horizontal, que influencia no direcionamento dos fluxos de água (Bigarella, 2003).
- Geológicos: Litologia da área estudada.
- Tipo e uso do solo: Valor Potencial Máximo de Retenção de Água no Solo (S). Ele representa o valor máximo de água, em milímetros, possível de infiltrar no terreno e é dado

em função do parâmetro adimensional CN¹ de acordo com a equação seguinte (Aron *et al.*, 1977; Hjelmfelt, 1980; Mishra e Singh, 2004; Zhou *et al.*, 2014):

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (2)$$

O valor de CN é determinado, com o auxílio do Quadro 2, a partir da combinação das características da cobertura da superfície com o Grupo Hidrológico do solo, que é uma divisão dos tipos de solo segundo suas características de taxa de infiltração e transmissividade, podendo ser do tipo A, B, C ou D.

Quadro 2 – Correlação entre Grupo Hidrológico e Cobertura da Superfície para obtenção de CN (Magalhães, 2021)

Cobertura da Superfície (uso do solo)	Grupo Hidrológico (tipo de solo)				
	A	B	C	D	ÁGUA
Vegetação secundária em estágio inicial	45	66	77	83	100
Reflorestamento	45	66	77	83	100
Vegetação secundária em estágio médio / avançado	25	55	70	77	100
Vegetação	36	60	73	79	100
Campo / pastagem	49	69	79	84	100
Solo exposto	68	79	86	89	100
Agricultura	39	61	74	80	100
Urbano	77	85	90	92	100
Mangue	90	90	90	90	100
Afloramento rochoso	90	90	90	90	100
Áreas úmidas	90	90	90	90	100
Sombra	60	60	60	60	100
Água	100	100	100	100	100

Cada um dos critérios selecionados constitui individualmente um mapa, cujas informações podem ser obtidas de órgãos nacionais brasileiros conforme apresentado no Quadro 3.

Importante mencionar que esses critérios possuem unidades distintas, portanto, antes de se proceder com a sua avaliação conjunta, todos os critérios precisam ser normalizados de modo a possuir a mesma escala de valores. Esse processo de normalização foi feito de acordo com a função genérica indicada na Figura 7 e utilizou a lógica *Fuzzy*, que permite a transformação de diferentes informações em uma mesma linguagem numérica, para permitir comparações entre elas (Burrough *et al.*, 2015).

A normalização de cada um desses mapas de critério pode ser observada na Figura 8, na seguinte ordem: Figura 8a – Mapa de Declividade; Figura 8b – Mapa de Curvatura Horizontal; Figura 8c – Mapa de Curvatura Vertical; Figura 8d – Mapa de Litologia; Figura 8e – Mapa de Infiltração (S).

Em seguida, para avaliar qual critério é mais influente na formação de fluxo de detritos seguiu-se com a aplicação da técnica AHP. Para cada par de critérios foi atribuída uma importância relativa, cujos valores compuseram uma matriz de comparação paritária (Quadro 4).

¹ Parâmetro pertencente ao Método do Curva Número (CN) do *Soil Conservation Service* (SCS) órgão do *United States Departmente of Agriculture* (USDA).

Quadro 3 – Informações dos critérios utilizados

Critério	Tipo de Informação	Origem do mapa	Fonte
Declividade	Topografia	Mapas derivados de um Modelo Digital e Elevação (MDE)	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE
C. Horizontal			
C. Vertical			
Litologia	Geologia	Mapa de tipos litológicos	GEOBANK do Serviço Geológico Brasileiro – CPRM e trabalhos correlatos como Pelizoni (2014)
S	Uso e Tipo do Solo	Mapa derivado de mapas e uso e tipo de solo de acordo com o Método CN	Instituto Estadual do Ambiente – INEA e trabalhos correlatos, como (Genovez <i>et al.</i> , 2005)

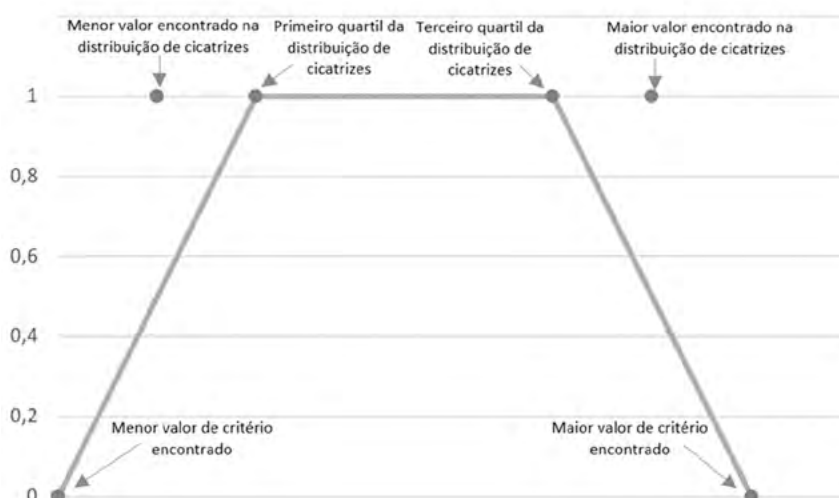


Fig. 7 – Ilustração genérica do processo de normalização (Magalhães, 2021)

Quadro 4 – Matriz de comparação paritária (Magalhães, 2021)

	Declividade	C. Vertical	C. Horizontal	Litologia	S
Declividade	1	5	4	5	5
C. Vertical	0,2	1	0,25	3	3
C. Horizontal	0,25	4	1	4	4
Litologia	0,2	0,33	0,25	1	1
Infiltração	0,2	0,33	0,25	1	1

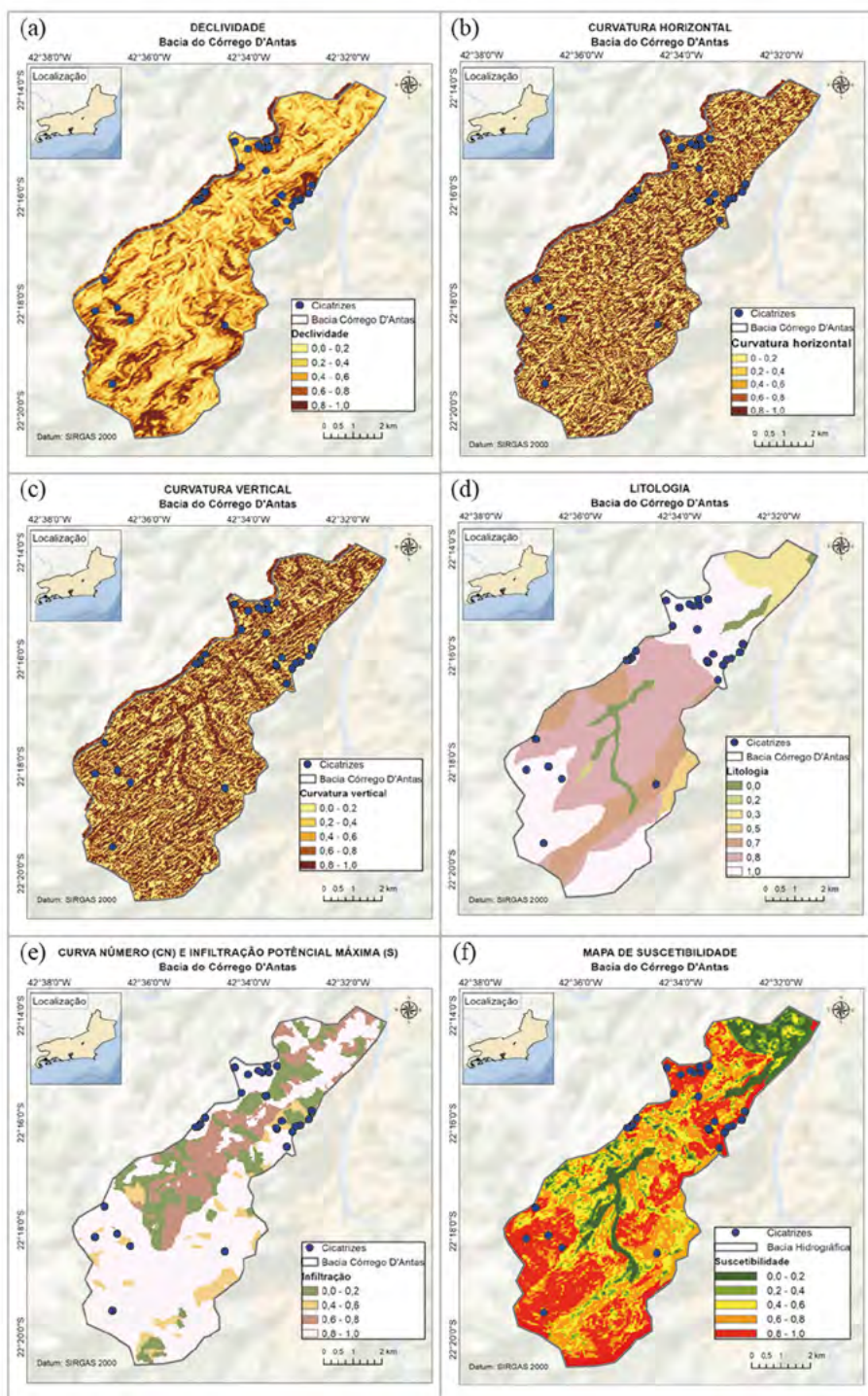


Fig. 8 – (a) Declividade; (b) Curvatura horizontal; (c) Curvatura vertical; (d) Litologia; (e) Infiltração; (f) Mapa de Suscetibilidade (Magalhães, 2021)

Uma vez definidas as importâncias relativas entre os critérios, deve-se avaliar o índice e a razão de consistência (IC e RC respectivamente). Esses valores são considerados aceitáveis quando forem menores do que 10%. Para a matriz de comparação apresentada o IC foi igual a 0,0819% e o RC igual a 0,073%.

É importante também, que o valor do autovalor máximo ($\lambda_{\text{máx}}$) seja próximo ao valor da ordem da matriz de comparação paritária. A ordem da matriz utilizada é igual a 5 e o autovalor máximo foi igual a 5,37.

A suscetibilidade do meio físico em gerar fluxo de detritos, apresentada na Figura 8f no Mapa de Suscetibilidade, foi dada pela média ponderada dos critérios apresentados, onde os pesos de cada critério foram iguais ao autovetor da matriz de comparação paritária associado ao seu autovalor máximo. Os valores dos pesos estão apresentados no Quadro 5.

Quadro 5 – Autovetor da matriz de comparação, ou seja, os pesos de cada critério (Magalhães, 2021)

Critério	Peso
Declividade	0,51
C. Vertical	0,12
C. Horizontal	0,25
Litologia	0,06
Infiltração (S)	0,06

Por fim, para se avaliar a consistência do Mapa de Suscetibilidade com os fluxos de detritos efetivamente gerados e apresentados no Mapa de Inventário, extraiu-se o valor da suscetibilidade obtida para cada ponto onde foi observada uma cicatriz de fluxo.

Se a suscetibilidade para uma dada cicatriz for superior a 70% (classificada como “alta” por Carrara *et al.*, 1991), considera-se como “sucesso”. No caso contrário, considera-se como “falha”. A avaliação de cada cicatriz é mostrada no Quadro 6.

O Mapa de Suscetibilidade apresentou uma percentagem de sucesso de 93%, indicando consistência alta entre os eventos ocorridos e a capacidade de previsão do modelo.

5.2.2 – ETAPA 2: Determinação da probabilidade de instabilidade

A avaliação da estabilidade das encostas proposta nesse trabalho fez uso de uma análise em escala regional (Burton e Bathurst, 1998; Dhakal *et al.*, 2004; Saha *et al.*, 2002), ou seja, foi avaliada a condição de estabilidade de toda a bacia hidrográfica selecionada como área de estudo.

Normalmente, a estabilidade da encosta é dependente dos valores de coesão, ângulo de atrito do arranjo de partículas e do nível d’água na massa de solo (se existir). Observa-se que nas encostas de países tropicais, é comum a existência de um perfil de intemperismo sobrejacente a um horizonte de rocha fraturada, que funciona como uma interface drenante, de forma a garantir que a superfície freática se mantenha em níveis profundos (Gerscovich *et al.*, 2015).

Adotando-se a hipótese de que os parâmetros de resistência do solo não variam ao longo do tempo de análise, o gatilho para a instabilidade das encostas é o acréscimo da saturação do solo, o que causa o aumento da poropressão e a consequente redução das tensões efetivas na superfície de ruptura (Ray e Smedt, 2009). Assim, eventos de chuvas intensas têm sido considerados como os principais eventos deflagradores de fluxos de detritos (Costa e Fleisher, 1984) e outros movimentos de massa em encostas íngremes de solos residuais (Huat *et al.*, 2006).

Para um dado evento de chuva, a água vai infiltrar no solo e promover um aumento da saturação em zonas próximas à superfície, o que pode causar a ruptura da encosta em eventos prolongados de chuva (Gerscovich *et al.*, 2015; Muntohar e Liao, 2010). Sendo assim, é possível calcular a carga de

Quadro 6 –Avaliação do Mapa de Suscetibilidade (Magalhães, 2021)

Cicatrizes	Suscetibilidade	Avaliação
1	0,999714	Sucesso
2	1,00000	Sucesso
3	0,96724	Sucesso
4	0,99584	Sucesso
5	0,93024	Sucesso
6	0,76466	Falha
7	0,99089	Sucesso
8	0,84737	Sucesso
9	0,93769	Sucesso
10	0,92444	Sucesso
11	1,00000	Sucesso
12	0,90176	Sucesso
13	0,862916	Sucesso
14	0,93780	Sucesso
15	0,75916	Falha
16	0,85920	Sucesso
17	0,99856	Sucesso
18	0,99094	Sucesso
19	0,99812	Sucesso
20	0,98711	Sucesso
21	0,98559	Sucesso
22	0,99340	Sucesso
23	0,84398	Sucesso
24	1,0000	Sucesso
25	0,95966	Sucesso
26	0,99491	Sucesso
27	0,99972	Sucesso
28	0,89453	Sucesso
Nº de sucessos		26
Nº total de cicatrizes		28
Percentagem de sucesso		93%

pressão de água crítica (z_w) que causa a ruptura de uma encosta adotando-se, um valor unitário de FS na formulação matemática do Método do Talude Infinito, e reescrevendo a equação em função de z_w , como mostra a equação seguinte:

$$z_w = \frac{-1}{\gamma_w} \left[\gamma_t * H * \left(\frac{\sin(\alpha) - c'}{\tan(\varphi')} - \cos(\alpha) \right) \right] \quad (3)$$

sendo c' a coesão (kPa); φ' o ângulo de atrito ($^\circ$); γ_t o peso específico do solo saturado (kN/m^3); γ_w o peso específico da água ($9,8 \text{ kN/m}^3$); α a declividade ($^\circ$); z_w a carga de pressão crítica (m) e H a espessura de solo (m).

Com relação à obtenção dos parâmetros necessários para o cálculo de z_w , deve-se observar que a declividade (α) já foi calculada anteriormente no item 5.2.1, sendo obtida a partir do Modelo Digital de Elevação (MDE) da região.

O parâmetro seguinte a determinar é a espessura de solo. Como este é um parâmetro de difícil obtenção quando se trabalha com escala regional, em especial com a carência de sondagens, optou-se por usar o modelo proposto por Saulnier *et al.* (1997), que considera que a espessura do solo pode ser calculada em função das profundidades máxima e mínima de solo da região e das altitudes máxima e mínima da área de estudo, segundo a equação seguinte:

$$h_i = h_{\max} - \left(\frac{z_i - z_{\min}}{z_{\max} - z_{\min}} \right) * (h_{\max} - h_{\min}) \quad (4)$$

sendo $h_{\max}$ a espessura máxima de solo na região (m); $h_{\min}$ a espessura mínima de solo na região (m); $z_{\max}$ a elevação máxima na região (m) e $z_{\min}$ a elevação mínima na região (m).

Para estimar os valores de $h_{\max}$ e $h_{\min}$ recorreu-se a valores indicados na literatura. Áreas de grama e arbusto têm limitação na profundidade de penetração das raízes e, portanto, a profundidade média é da ordem de 0,75 m. Áreas de agricultura, de floresta e áreas construídas possuem geralmente uma camada de solo mais espessa, da ordem de 2,00 m (Lee e Park, 2016). Dessa forma, considerou-se $h_{\max} = 2,00 \text{ m}$ e $h_{\min} = 0,75 \text{ m}$.

Por fim, os dados de coesão, ângulo de atrito e peso específico do solo/rocha foram obtidos em outros estudos realizados sobre o Córrego D'Antas (Pelizoni, 2014; Silva, 2016). Esses dados estão indicados no Quadro 7. A coesão foi considerada nula, correspondente à situação de maior instabilidade. Consideração igualmente conservadora foi também adotada no estudo análise de estabilidade das encostas do Córrego D'Antas apresentado por Silva (2016).

Quadro 7 – Valores de ângulo de atrito e peso específico dos materiais encontrados na bacia do Córrego D'Antas (Pelizoni, 2014; Silva, 2016)

Material	Ângulo de atrito ($^\circ$)	Peso específico (kN/m^3)
Rocha pouco fraturada	35	26
Rocha alterada, granito-gnaiss fraturado	30	22
Solo residual maduro	30	18
Depósito constituído por colúvio e solo residual	25	16

Com o valor de carga de pressão de água crítica (z_w), é possível estimar, utilizando o Método CN, a intensidade de chuva capaz de promover a infiltração necessária para se atingir esse valor de z_w . Esse valor de chuva, por sua vez, está associada a um tempo de recorrência (TR), que é o inverso da sua probabilidade de ocorrência. Dessa forma, a probabilidade de um determinado ponto da área de estudo tornar-se instável depende da probabilidade de ocorrência da chuva que causará essa instabilidade, ou seja, está atrelada a probabilidade de ocorrência do processo deflagrador.

Normalmente, com o Método CN, determina-se as parcelas de abstração (que representa a interceptação da cobertura vegetal e urbana, acúmulo em depressões na superfície, evaporação e demais

tipos de retirada de água do sistema chuva-vazão antes do computo do escoamento superficial direto), infiltração e escoamento superficial para uma dada chuva. Contudo pode-se proceder de maneira inversa e calcular o valor da chuva a partir de um valor de infiltração, com a equação seguinte (SCS, 1964):

$$P = \frac{F * S}{S - F} + 0,2 * S \tag{5}$$

sendo F a retenção atual ou quantidade atual de água infiltrada (mm); S o Valor Potencial Máximo de Retenção de Água no Solo (mm) e P a chuva incidente (mm).
A relação entre chuva e TR é dada por uma curva de Intensidade, Duração e Frequência (IDF) do tipo Otto Pfafstetter (Pfafstetter, 1982), conforme indica a equação:

$$P = TR^{(\alpha + \frac{\beta}{TR^\gamma})} * [\alpha * t + b * \log(1 + c * t)] \tag{6}$$

sendo P a altura de chuva (mm); TR a tempo de recorrência (anos); α , β valores que dependem da duração da precipitação (Pfafstetter, 1982); γ , a, b, c parâmetros constantes para cada posto (Pfafstetter, 1982) e t a duração (horas) adotada como sendo igual ao tempo de concentração da bacia (t_c), calculado de acordo com o método de George Ribeiro (Ribeiro, 1961), na equação seguinte:

$$t_c = \frac{16 * L}{(1,05 - 0,2 * p) * (100 * sl)^{0,04}} \tag{7}$$

sendo L o comprimento do rio principal da bacia (km); p a porcentagem da bacia com cobertura vegetal (entre 0 e 1) e sl a declividade média da bacia (m/m).
O produto final desses procedimentos é um mapa que indica a probabilidade de instabilidade de uma encosta dentro da área de estudo (Figura 9a). Confrontando esse mapa com o Mapa de Suscetibilidade, obtido anteriormente na Etapa 1, obtêm-se os locais dentro da área de estudo com

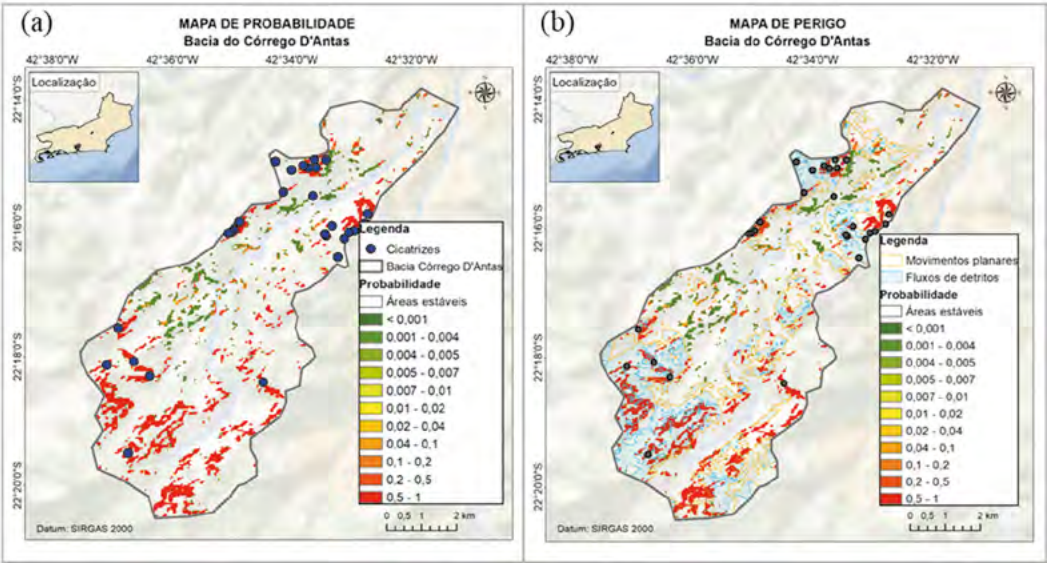


Fig. 9 – (a) Mapa de Probabilidade; (b) Mapa de Perigo (Magalhães, 2021)

as características físicas para gerar um fluxo de detritos e as probabilidades correspondentes desses locais se tornarem instáveis, obtendo-se, assim, o Mapa de Perigo (Figura 9b).

Para fins de avaliação do modelo utilizado, as cicatrizes apresentadas no Mapa de Inventário foram confrontadas com as áreas indicadas pelo Mapa de Probabilidade. Para essa avaliação, extraiu-se o valor de probabilidade da chuva que instabilizaria cada ponto considerado, onde foi registrada uma cicatriz de fluxo de detritos. Os pontos com valor da probabilidade de ocorrência maior ou igual ao valor da probabilidade da chuva ocorrida em janeiro de 2011 (tempo de recorrência de 350 anos) eram computados como

Quadro 8 – Avaliação do Mapa de Probabilidade (Magalhães, 2021)

Cicatrizes	Probabilidade	Avaliação
1	1	Sucesso
2	1	Sucesso
3	1	Sucesso
4	1	Sucesso
5	0,1	Sucesso
6	0,001	Falha
7	0,001	Falha
8	1	Sucesso
9	0,001	Falha
10	0,5	Sucesso
11	0,2	Sucesso
12	0,5	Sucesso
13	0,2	Sucesso
14	1	Sucesso
15	0,2	Sucesso
16	1	Sucesso
17	1	Sucesso
18	0,04	Sucesso
19	1	Sucesso
20	1	Sucesso
21	0,001	Falha
22	0,04	Sucesso
23	0,1	Sucesso
24	1	Sucesso
25	0,2	Sucesso
26	1	Sucesso
27	1	Sucesso
28	0,1	Sucesso
Nº de sucessos		24
Nº total de cicatrizes		28
Percentagem de sucesso		86%

“sucesso”, ou, caso contrário, como “falha” (Quadro 8). O Mapa de Probabilidade apresentou uma percentagem de sucesso de 86%, indicando alta consistência entre os eventos ocorridos e a capacidade de previsão do modelo.

5.3 – Mapa de Vulnerabilidade e Exposição

O Mapa de Vulnerabilidade e Exposição representa o grau de exposição e fragilidade da população dentro da área de estudo, no caso de um evento de fluxo de detritos (Li *et al.*, 2019). A análise adotada possui caráter socioeconômico, e os valores são apresentados em uma escala entre 0 e 1, sendo que quanto mais próximo de 1 for esse valor, mais vulnerável e exposto é o elemento.

O cálculo da Vulnerabilidade e Exposição segue a formulação matemática expressa na equação seguinte:

$$VE = \frac{I_E * I_{idade} * I_{alfabetização}}{I_{CR}} \tag{8}$$

sendo VE a Vulnerabilidade e Exposição; I_E o indicador de exposição; I_{idade} o indicador de vulnerabilidade devido à idade dos moradores; $I_{alfabetização}$ o indicador de vulnerabilidade devido ao grau de alfabetização dos moradores e I_{CR} o indicador de capacidade de recuperação no pós desastre.

O indicador de exposição (I_E) representa efetivamente os elementos expostos e foi adotado como sendo a densidade populacional, ou seja, o número de habitantes por quilômetro quadrado.

O indicador de vulnerabilidade devido à idade (I_{idade}) está relacionado com a porcentagem de pessoas mais vulneráveis, considerando a idade. Esse indicador representa, portanto, a percentagem da população com menos de 10 anos e mais de 65 anos, ou seja, a percentagem de crianças e idosos (Rezende, 2018).

O indicador de vulnerabilidade devido ao grau de alfabetização ($I_{alfabetização}$) está relacionado com a porcentagem de pessoas mais vulneráveis sob o ponto educacional. Esse indicador representa a percentagem da população não alfabetizada com mais de 5 anos.

O indicador de capacidade de recuperação (I_{CR}) representa a capacidade de reposição da população afetada. Ele considera a diferença entre a renda e despesa média dos habitantes de uma região, dividida pela renda total dessa região. Assim, esse indicador representa o valor passível de uso para cobertura de danos não previstos, conforme apresentado no Quadro 9 (Rezende, 2018).

Quadro 9 – Capacidade média de recuperação relacionada à faixa de rendimento (Rezende, 2018)

Faixa de rendimento	Faixa de rendimento normalizada por salário mínimo*	CR
Até R\$3000,00	Até 2,7 salários mínimos	0,0000
De R\$3000,00 a R\$4000,00	De 2,7 até 3,6 salários mínimos	0,0420
De R\$4000,00 a R\$6000,00	De 3,6 até 5,5 salários mínimos	0,0768
Maior que R\$6000,00	Maior do que 5,5 salários mínimos	0,1996

* o valor do salário mínimo em 2021 era de R\$ 1.100,00 (ou US\$ 203,4, segundo a cotação do Banco Central do Brasil em 03 de maio de 2021).

Para a determinação da Exposição (I_E) foi utilizada a grade estatística do IBGE, que pode ser observada na Figura 10a. Já para a determinação da Vulnerabilidade (I_{idade} , $I_{alfabetização}$ e I_{CR}) foram usados como unidade de cálculo os setores censitários do IBGE, que representam a menor porção territorial utilizada para planejar e realizar levantamentos de dados do Censo e Pesquisas Estatísticas. Todos os parâmetros necessários para esse cálculo foram provenientes do Censo do IBGE de 2010, sendo esse o mais recente (IBGE, 2010).

As informações de cada setor censitário encontram-se no Quadro 10. Como alguns setores não apresentavam dados de rendimento, optou-se por uma medida conservadora, considerando esses setores com o valor máximo de Vulnerabilidade e Exposição (VE).

O Mapa de Vulnerabilidade e Exposição é obtido, então, pela normalização dos valores adotados para VE. O menor valor de vulnerabilidade receberá valor zero, enquanto os valores maiores que o terceiro quartil da distribuição serão iguais a 1. Todos os demais devem receber um valor entre 0 e 1, segundo uma função linear. O Mapa de Vulnerabilidade e Exposição pode ser visto na Figura 10b.

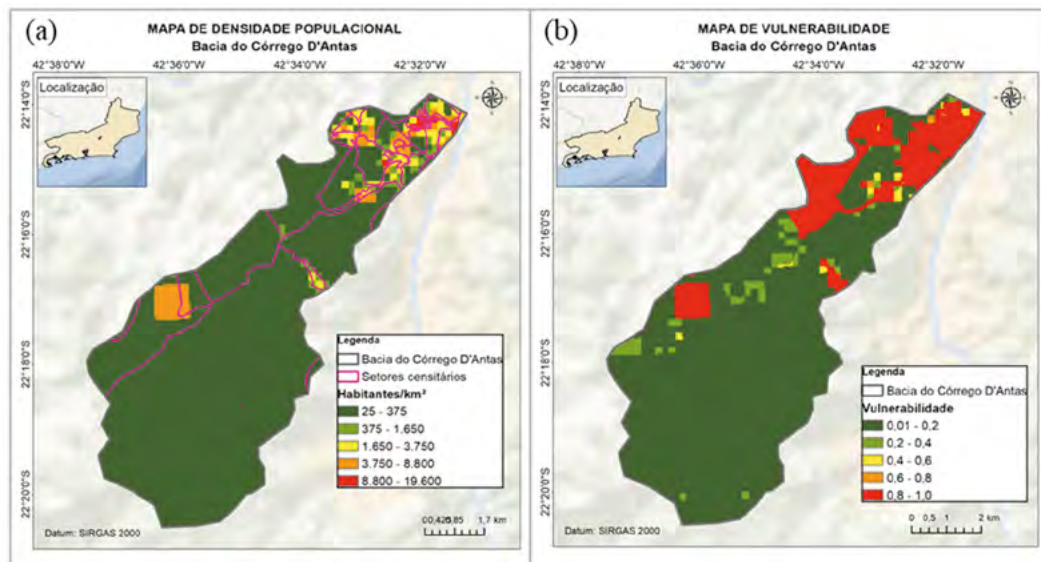


Fig. 10 – (a) Mapa de Densidade Populacional; (b) Mapa de Vulnerabilidade e Exposição (Magalhães, 2021)

Com relação a esse mapa da Figura 10b, observou-se que os indicadores de exposição (I_E) e de capacidade de recuperação (I_{CR}) foram os que apresentaram maior variabilidade dentro da área de estudo e assim, foram os que mais influenciaram o cálculo da “Vulnerabilidade e Exposição”.

Observou-se também que a percentagem de crianças e idosos, e de pessoas não-alfabetizadas variou pouco para essa área de estudo. Dentre os fatores que podem explicar esse comportamento, destacam-se dois, a saber:

- o tamanho da área estudada, que pode ser suficientemente pequeno de modo a ser compreendida em uma área relativamente homogênea no município de Nova Friburgo;
- boa parte de área estudada apresentava baixa densidade populacional, o que resulta em pouca variabilidade das porcentagens dos grupos vulneráveis.

5.4 – Mapa de Risco

O Mapa de Risco representa a relação entre a probabilidade de ocorrência de um dado processo ou fenômeno, e a magnitude de danos ou consequências sociais e/ou econômicas sobre um dado grupo ou comunidade (Bobrowsky e Hervás, 2009). No caso do presente trabalho, o Mapa de Risco apresentado na Figura 11 indica a relação entre a probabilidade de ocorrência de um fluxo de detritos e a magnitude dos danos causados por ele são medidos em termos de consequências sociais e econômicas.

Quadro 10 – Informações de vulnerabilidade e resiliência por setor censitário (Magalhães, 2021)

Código do Setor Censitário	% de não alfabetizados	% de crianças e idosos	Rendimento médio em salários mínimos	CR
330340105000057	11,5%	11,5	4,0	0,0768
330340105000088	14,3%	10,2	-	-
330340105000124	16,4%	10,8	3,4	0,0420
330340105000125	13,5%	12,8	4,9	0,0768
330340105000126	12,8%	10,9	3,6	0,0420
330340105000127	6,3%	10,1	3,7	0,0768
330340105000147	11,9%	9,5	3,5	0,0420
330340105000148	8,2%	11,5	5,2	0,0768
330340105000152	13,8%	12,7	2,9	0,0420
330340105000153	12,9%	10,8	2,9	0,0420
330340105000154	12,4%	10,2	3,4	0,0420
330340105000155	10,0%	10,2	-	-
330340105000156	10,5%	9,3	3,9	0,0768
330340105000157	11,3%	14,0%	2,9	0,0420
330340105000158	15,1%	11,6	3,5	0,0420
330340105000159	11,9%	8,9	-	-
330340105000160	11,0%	9,3	3,3	0,0420
330340105000161	13,8%	10,1	-	-
330340105000189	16,3%	11,8	-	-
330340105000194	11,5%	7,1	-	-
330340105000195	11,9%	9,0	4,3	0,0768
330340105000196	8,3%	13,6	4,3	0,0768
330340105000197	11,9%	12,3	-	-
330340115000004	18,0%	5,8	3,2	0,0420
330340115000006	17,2%	10,0	3,9	0,0768
330340115000007	22,7%	11,9	3,1	0,0420
330340115000008	13,8%	11,0%	2,7	0,0000
330340120000002	10,7%	11,1	3,3	0,0420
330340120000004	9,8%	8,1	3,6	0,0420
330340120000007	11,0%	9,4	-	-
330340120000008	12,3%	10,7	2,9	-
330340120000009	9,9%	11,1	3,1	0,0420
330340120000010	12,8%	10,3	-	-
330340120000011	9,2%	10,7	3,7	0,0768
330340120000012	8,5%	10,8%	8,6	0,1996
330340120000013	11,4%	9,8%	3,9	0,0768
330340120000014	8,2%	10,0%	3,5	0,0420
330340120000015	7,0%	8,1	4,0	0,0768
330340120000016	8,5%	7,7%	3,1	0,0420
330340120000017	11,0%	7,7	3,8	0,0768
330340120000035	12,8%	10,0	-	-
330340120000036	18,1%	12,0	-	-
330340120000043	12,9%	10,3	-	-
330340120000044	12,5%	9,3	3,7	0,0768

Assim, o Mapa de Risco é o resultado do produto dos Mapas de Perigo e Vulnerabilidade e Exposição, segundo a formulação da equação:

$$R = \text{Perigo} * \text{Vulnerabilidade e Exposição} \quad (9)$$

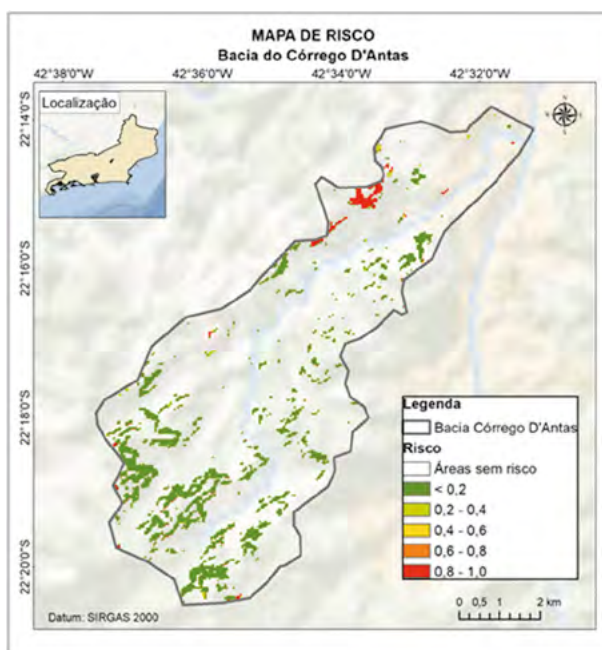


Fig. 11 – Mapa de Risco em Córrego Dantas, Nova Friburgo (Magalhães, 2021)

Os valores desse mapa variam de 0 a 1, em que “zero” significa baixo risco e “um” significa alto risco. Observa-se que em algumas das áreas que apresentavam alto perigo não são computadas como áreas de risco. Isso se deve pela própria definição de risco, onde a sua existência é condicionada não só pela existência do Perigo, que é a sua fonte de origem, como também pela avaliação de como esse evento afeta o sistema considerado. Sem uma dessas parcelas (ou Perigo ou Vulnerabilidade ou Exposição) o risco se anula.

6 – CONCLUSÃO

Esse estudo propôs uma metodologia para o mapeamento de áreas de risco de fluxo de detritos, considerados como um dos acidentes que mais provocam mortes e perdas materiais. Com relação aos resultados obtidos durante a confecção da Etapa 1 do Mapa de Perigo (determinação da suscetibilidade do meio físico) observou-se que 93% das cicatrizes identificadas encontravam-se numa área classificada como “alta suscetibilidade”. Nessa etapa, pretendeu-se determinar quais as combinações de características topográficas, litológicas, de tipo e de uso do solo mais influenciam na formação de fluxos de detritos. Assim, a alta concordância (93%) entre os locais classificados como “alta suscetibilidade” e a efetiva presença de uma cicatriz indicaram que a metodologia proposta respondeu bem ao caso em estudo e que a escolha e a ponderação dessas características refletem bem a realidade.

Já com relação a Etapa 2 do Mapa de Perigo (determinação da probabilidade de instabilidade) observou-se que 86% das cicatrizes identificadas encontravam-se em uma área determinada como instável para uma chuva de TR menor ou igual ao da chuva que ocorreu em janeiro de 2011. Embora a percentagem de assertividade tenha sido ligeiramente inferior (86%) em relação à obtida na Etapa

1, observa-se ainda uma elevada concordância entre os resultados obtidos com a metodologia e os observados em campo.

Nessa etapa, o Método CN foi utilizado como modelo de infiltração. Essa escolha produziu resultados promissores e se deu pelo fato dele ser simples e consagrado na hidrologia, sendo largamente utilizado na maioria dos países. Como estudos de fluxos de detritos estão, em geral, acompanhados de análise hidrológica, utilizar uma metodologia que conecte essas duas análises é muito conveniente.

No que diz respeito ao Mapa de Vulnerabilidade e Exposição, observou-se que os indicadores de exposição (I_E) e de capacidade de recuperação (I_{CR}) foram os que mais influenciaram no cálculo da “Vulnerabilidade e Exposição”, tendo em vista que a percentagem de crianças e idosos, e de pessoas não-alfabetizadas varia pouco no interior da área de estudo. Diversas causas podem explicar esse comportamento, tais como o tamanho reduzido da área estudada, que pode compreender em uma área relativamente homogênea dentro do município de Nova Friburgo, ou o fato de que boa parte de área estudada apresentava baixa densidade populacional, fazendo com que as percentagens dos grupos vulneráveis tenham pouca variabilidade.

Por fim, com relação ao Mapa de Risco, observaram-se resultados bastante coerentes, que ajudaram a validar a aplicação da metodologia no caso em estudo. Percebe-se que muitas das áreas classificadas, ou com alto “Perigo” ou com alta “Vulnerabilidade e Exposição”, não apresentavam alto “Risco”. Isso se deu pela própria definição de risco, pois não havendo concomitância entre o evento perigoso e o grupo que irá sofrer as consequências desse evento, o risco se anula. Dessa forma, o Mapa de Risco, coerentemente, apresenta valores muito mais modestos em relação aos Mapas de Perigo, e Vulnerabilidade e Exposição, uma vez que muitas das áreas classificadas como alto “Perigo” apresentavam baixa “Vulnerabilidade e Exposição” e vice-versa.

Dessa forma, conclui-se que os resultados obtidos se mostraram satisfatórios, indicando que a metodologia apresentada foi adequada para atingir os objetivos propostos.

7 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao eng. Leonardo de A. Ferreira e à prof. Anna Laura L. S. Nunes pelas sugestões e revisão do presente trabalho e à CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (Brasil) pelo apoio financeiro ao curso de mestrado da primeira autora.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alexander, D. E. (2008). *A brief survey of GIS in mass-movement studies, with reflections on theory and methods*. *Geomorphology*, n. 94, pp. 261–267. <https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2006.09.022>
- Alvarado, L. A. S. (2006). *Simulação bidimensional de corridas de detritos usando o Método de Elementos Discretos*. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio). 152 p.
- ANA (2005). *Hidroweb*. <https://www.snirh.gov.br/hidroweb/apresentacao>. Acesso em 18 jul. 2021.
- Armas, I.; Vartolomei, F.; Stroia, F.; Bras, L. (2013). *Landslide susceptibility deterministic approach using geographic information systems: application*. *Natural Hazard*, 1(1), 23. <https://doi.org/10.1007/s11069-013-0857-x>.
- Aron, G.; Lakatos, D. F.; Miller, A. C. (1977). *Infiltration formula based on SCS curve number*. *Journal of the Irrigation and Drainage Division*, 103(1), 419–427.
- Bigarella, J. J. (2003). *Estrutura e origem das paisagens tropicais e subtropicais* (2ª ed.). Editora UFSC, Florianópolis. 1436 p.

- Bobrowsky, P.; Hervás, J. (2009). *Mapping: Inventories, Susceptibility, Hazard and Risk*. In K. Sassa & P. Canuti (Eds.), *Landslides - Disaster Risk Reduction* (1ª ed. January 2009, pp. 321–349). Springer, Berlin, Heidelberg. <https://doi.org/10.1007/978-3-540-69970-5>.
- Burrough, P. A.; McDonnell, R. A.; Lloyd, C. D. (2015). *Principles of geographical information system* (3ª ed). Oxford University Press. 333 p.
- Burton, A.; Bathurst, J. C. (1998). *Physically based modeling of shallow landslides sediment yield at catchment scale*. Environmental Geology, 35(1), pp. 89–99.
- Canedo, P.; Ehrlich, M.; Lacerda, W. A. (2011). *Chuvas na Região Serrana do Rio de Janeiro: Sugestões para ações de engenharia e planejamento*. Programa de Engenharia Civil. COPPE/UFRJ. 8 p.
- Carrara, A.; Cardinali, M.; Detti, R.; Guzzetti, F.; Pasqui, V.; Reichenbach, P. (1991). *GIS techniques and statistical models in evaluating landslide hazard*. Earth Surface Processes and Landforms, 16(5), pp. 427–445. <https://doi.org/10.1002/esp.3290160505>.
- Coelho Netto, A. L.; Sato, A. M.; Avelar, A. S.; Vianna, L. G. G.; Araújo, I. S.; Ferreira, D.; Lima, P. H. M.; Silva, A. P. A.; Silva, R. P. (2013). *January 2011: The Extreme Landslide Disaster in Brazil*. In C. Margottini, P. Canuti, & K. Sassa (Eds.), *Landslide Science and Practice*. Vol. 6 - Risk Assessment, Management and Mitigation (1ª ed, pp. 377–384), Springer Berlin Heidelberg.
- Costa, J. E.; Fleisher, P. J. (1984). *Developments and Applications in Geomorphology* (1st ed.), Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, New York, Tokyo.
- Cruden, D. M.; Varnes, D. J. (1996). *Landslides types and processes*. In R. L. Schuster & A. K. Turner (Eds.), *Landslides: investigation and mitigation* (pp. 36–75). Transportation Research Board.
- Dhakal, A.; Amada, T.; Aniya, M. (2004). *Landslide mapping and the application of GIS in the Kulekhani watershed, Nepal*. Mountain Research and Development, 19(1), pp. 3–16.
- Genovez, A.; Neto, F.; Sartori, A. (2005). *Classificação Hidrológica de Solos Brasileiros para a Estimativa da Chuva Excedente com o Método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos Parte 1: Classificação*. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, 10(4). <https://doi.org/10.21168/rbrh.v10n4>. pp. 5-18
- Gerscovich, D. M. S.; Vargas Jr., E. A.; Campos, T. M. P. (2015). *Estabilidade de taludes*. In Comissão Técnica de Solos Não Saturados. Solos não saturados no contexto geotécnico (9ª ed, ABMS, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. pp. 613–632.
- Gong, L.; Tang, C.; Xiong, J.; Li, N. (2020). *Debris Flow Generation Based on Critical Discharge : A Case Study of Xiongmao Catchment , Southwestern China*. Water (Switzerland), 12(552). <https://doi.org/doi:10.3390/w12020552>.
- Hjelmfelt, J. A. T. (1980). *Curve number procedure as infiltration method*. Journal of the Hydraulics Division, ASCE 106(6), pp. 1107–1111.
- Huat, B. B. K.; Ali, F. H. J.; Low, T. H. (2006). *Water infiltration characteristics of unsaturated soil slope and its effect on suction and stability*. Geotechnical and Geological Engineering, 24, 1293–1306. <https://doi.org/10.1007/s10706-005-1881-8>.
- Hungr, O.; Morgan, C.; Kellerhals, R. (1984). *Quantitative analysis of debris.torrent hazards for design of remedial measures*, Canadian Geotechnical Journal, vol.21, pp. 663-677.

- Hutchinson, J. N. (1988). *Morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology*. General Report, Proceedings, 50th International Symposium on Landslides, 1, pp. 3–35.
- IBGE (2010). *Censo Demográfico 2010*. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE).
- Kobiyama, M.; Reginatto, G. M. P.; Michel, G. P. (2014). *Contribuição da Engenharia de Sedimentos ao Planejamento Territorial com Ênfase em Redução de Desastres Hidrológicos*. In ENES (Ed.), IX Encontro Nacional de Engenharia de Sedimentos. ENES.
- Lee, J. H.; Park, H. J. (2016). *Assessment of shallow landslide susceptibility using the transient infiltration flow model and GIS-based probabilistic approach*. Landslides, 13(5), pp. 885–903. <https://doi.org/10.1007/s10346-015-0646-6>.
- Li, Q.; Lu, Y.; Wang, Y.; Xu, P. (2019). *Debris Flow Risk Assessment Based on a Water – Soil Process Model at the Watershed Scale Under Climate Change : A Case Study in a Debris-Flow-Prone Area of Southwest China*. Sustainability (Switzerland), 11(3199), pp. 1–15. <https://doi.org/10.3390/su11113199>.
- Magalhães, P. M. C. de (2021). *Mapeamento de áreas de risco de fluxo de detritos com base em modelo GIS*. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio), 138 p.
- Medeiros, V. S.; Barros, M. T. L. (2011). *Análise de eventos críticos de precipitação ocorridos na região serrana do Estado do Rio de Janeiro nos dias 11 e 12 de Janeiro de 2011*. Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 19(1), pp. 10–20.
- Mishra, S. K.; Singh, V. P. (2004). *Validity and extension of the SCS-CN method for computing infiltration and rainfall-excess rates*. Hydrological Processes, 18(17), pp. 3323–3345.
- Motta, H. P. G. da. (2014). *Avaliação de corridas de detritos para a previsão de eventos futuros*. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 263 p.
- Muntohar, A. S.; Liao, H. J. (2010). *Rainfall infiltration: Infinite slope model for landslides triggering by rainstorm*. Natural Hazards, 54(3), 967–984. <https://doi.org/10.1007/s11069-010-9518-5>.
- Nunes, A. L. L. S. (2013). *Convivência Com Rupturas - Barreiras Contra Quedas de Blocos*. COPPE, Rio de Janeiro, Brasil, 1(5), 6ª COBRAE, Conferência Brasileira de Encostas, ABMS, Angra dos Reis, pp. 41-73.
- Nunes, A. L. L. S.; Sayão, A. (2014). *Debris flows e técnicas de mitigação e convivência*. 14º Congresso Nacional de Geotecnia. Covilhã, SPG, Portugal, pp. 83–123.
- Pelizoni, A. (2014). *Análise de fluxos de detritos na região serrana fluminense*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ. Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Pfaffstetter, O. (1982). *Chuvas Intensas no Brasil*; 2a. edição. DNOS (BR), Brasil.
- Pinho, G. M.; Francisco, C. N.; Salgado, C. M. (2013). *Análise Espacial dos Movimentos de Massa em Nova Friburgo/RJ: O Caso do Desastre Natural de Janeiro de 2011*. Revista Tamoios, UERJ, 9(1), pp. 16–27. <https://doi.org/10.12957/tamoios.2013.5355>.
- QGIS (2021). *QGIS User Guide*. https://docs.qgis.org/3.16/en/docs/user_manual/ Acesso: 18 jul. 2021.
- Ray, R. L.; Smedt, F. (2009). *Slope stability analysis on a regional scale using GIS : a case study from Dhading , Nepal*. Environmental Geology, 1(1), pp. 1603–1611.

- Rezende, O. M. (2018). *Análise quantitativa da resiliência a inundações para o Planejamento urbano: caso da bacia do canal do mangue no rio de janeiro*. Tese de Doutorado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil COPPE/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 282 p.
- Ribeiro, G. (1961). *Acerca do calculo da vazão de obras d'arte : tempo de concentração*. Revista do Clube de Engenharia, 294(1), 16–19.
- Ribeiro, L. B. de F. (2015). *Avaliação do Processo Hidráulico de Ocorrência de Enxurradas e Proposição de um Mapeamento de Áreas de Risco para Apoio ao Planejamento do Uso do Solo*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 298 p.
- Rodine, J. D. (1974). *Analysis of mobilization of debris flows*. PhD. Thesis. Stanford University, USA.
- Saha, A.; Gupta, R.; Arora, M. (2002). *GIS-based landslide hazard zonation in the Bhagirathi (Ganga) Valley, Himalayas*. Journal of Remote Sensing, 23(2), pp. 357–369.
- Samuels, P.; Gouldby, B. (2009). *Language of Risk – Project Definitions (Second Edition). Integrated Flood Risk. Analysis and Management Methodologies*, FLOODSite. www.floodsite.net Acesso: 05 mar. 2021.
- Saulnier, G.; Beven, K.; Obled, C. (1997). *Including spatially variable effective soil depths in TOPMODEL*. Journal of Hydrology, 202(1–4), pp. 158–172.
- Sayers, P.; Yuanyuan, L.; Galloway, G.; Penning-Roswell, E.; Fuxin, S.; Kang, W.; Ywel, C.; Le Quesne, T. (2013). *Flood Risk Management: A stretegic Approach*. UNESCO. 202 p.
- SCS (1964). *National engineering handbook*. Soil Conservation Service. pp. 255-266.
- Silva, D. T. (2016). *Contribuições sobre Previsão de Fluxo de Detritos*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 125 p.
- Takahashi, T. (2007). *Debris Flow: Mechanics, Prediction and Countermeasures* (2nd ed.). Taylor & Francis Group. 572 p.
- Telles, W. R.; Rodrigues, P. P. G.; Neto, A. J. S. (2015). *Calibração automática de um simulador aplicado a um rio de montanha empregando dados experimentais de precipitação e nível - Estudo de caso: Córrego D'Antas, RJ*. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, 21(1), 143–151. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.21168/rbrh.v21n1.pp.43-151>.
- UNDRR (2020a). *Human cost of disasters - An overview of the last 20 years 2000-2019* (p. 17). UN Office for Disaster Risk Reduction.
- UNDRR (2020b). *Risks and Disasters - Knowledge Portal*. <http://www.un-spider.org/risks-and-disasters>; Acesso: 29 set. 2020.
- UNISDR (2004). *Living with Risk. A global review of disaster reduction initiatives: Vol. I*. United Nations Inter-Agency Secretariat of the International Strategy for Disaster Reduction (UN/ISDR). 11p.
- UNISDR (2009). *Terminology on disaster risk reduction*. United Nations International Risk reduction Strategy for Disaster Reduction (UNISDR). <https://doi.org/10.1021/cen-v064n005.p003>.
- Valeriano, M. M. (2008). *Topodata: guia para utilização de dados geomorfológicos locais*. INPE,

Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais, Ministério da Ciência e Tecnologia (Brasil), São José dos Campos, SP. 75 p.

- Valverde Sancho, A. M. (2016). *Análise dinâmica de fluxos de detritos em regiões tropicais*. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio), 160 p.
- Ximenes, E. F.; Montezuma, R.; Sato, A. M. (2017). *Gestão participativa de riscos de desastres: o sistema de alerta e alarme de base comunitária do Cardinót, Nova Friburgo, RJ*. XVII Simpósio Brasileiro de Geografia Aplicada I Congresso Nacional de Geografia Física, 16(3), pp. 3904–3916. <https://doi.org/10.20396/sbgfa.v1i2017.2540>.
- Zhang, P.; Ma, J.; Shu, H.; Han, T.; Zhang, Y. (2014). *Simulating debris flow deposition using a two-dimensional finite model and Soil Conservation Service-curve number approach for Hanlin gully of southern Gansu (China)*. Environmental Earth Sciences, 73(10), pp. 6417–6426. <https://doi.org/10.1007/s12665-014-3865-6>.
- Zhou, S.; Warrington, D. N.; Lei, T.; Lei, Q.; Zhang, M. (2014). *Modified CN Method for Small Watershed Infiltration Simulation*. Journal of Hydrology, 4(14), pp. 1–9. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HE.1943-5584.0001125](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0001125).
- Zonensein, J. (2007). *Índice de Risco de Cheia como Ferramenta de Gestão de Enchentes*. Dissertação de Mestrado, COPPE/ UFRJ. Universidade Federal do Rio de Janeiro.

QUALIDADE DE AMOSTRAS “INDEFORMADAS” EM SOLOS NÃO COESIVOS RECOLHIDAS COM PROCEDIMENTOS AVANÇADOS

Quality of “undisturbed” samples of cohesionless soils collected with advanced procedures

Catarina Ramos^a, Fausto Molina-Gómez^a, Cristiana Ferreira^a e António Viana da Fonseca^a

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

RESUMO – Ao longo da última década, as técnicas de amostragem de solos têm evoluído no sentido de reduzirem o atrito na interface entre o amostrador e o solo, minimizando as perturbações e obtendo amostras de alta qualidade para caracterização laboratorial. No âmbito de um projeto de investigação focado no estudo da liquefação em Portugal (LIQ2PROEARTH) e um europeu mais global (LIQUEFACT), foi implementado um campo experimental nas zonas de Benavente e Vila Franca de Xira, no qual foram realizados diversos ensaios *in situ* (SPT, CPTu, DMT), com medição de ondas sísmicas (SCPTu e SDMT) em locais onde foram recolhidas amostras indeformadas. O presente trabalho apresenta a experiência com amostradores especialmente adaptados a condições difíceis, Dames & Moore e Gel-Push, em depósitos aluvionares granulares com suscetibilidade à liquefação. Os procedimentos de manuseamento e transporte adotados são descritos e o desempenho de cada metodologia é avaliada em termos de integridade material e estrutural. Assim, recorre-se a um método que permite comparar as velocidades das ondas distorcionais obtidas tanto em campo como em laboratório, aqui com recurso a *bender elements*. Ambos os amostradores mostraram ser competentes na extração de amostras de areias e areias siltsas soltas de elevada qualidade.

ABSTRACT – Over the past decade, soil-sampling techniques have evolved in order to reduce friction in the interface between the sampler and the soil, minimizing soil disturbance and collecting high-quality samples for laboratory characterisation. Under research projects focused on liquefaction studies in Portugal (LIQ2PROEARTH) and in Europe (LIQUEFACT), an experimental site was implemented in the areas of Benavente and Vila Franca de Xira, where various *in situ* tests (SPT, CPTu, DMT), including seismic wave measurements (SCPTu and SDMT), were performed and undisturbed samples were collected. The present work presents the experience with samplers adapted to difficult conditions, Dames & Moore and Gel-Push, in granular alluvial deposits with susceptibility to liquefaction. The handling and transportation procedures adopted are described and the performance of each technique is evaluated based on the samplers’ recovery capacity. Subsequently, the quality of the samples collected is evaluated by comparing the shear wave velocities obtained in the field and in the laboratory, here using *bender elements*. Both samplers proved to be competent in extracting samples of loose sands and silty sands of high quality.

Palavras-Chave – Qualidade de amostragem, Dames & Moore, Gel-Push, velocidade de ondas distorcionais

Keywords – Sample quality, Dames & Moore, Gel-Push, sample quality, shear wave velocities

E-mails: catarinacorreiramos@gmail.com (C. Ramos), fausto@fe.up.pt (F. Gómez), cristiana@fe.up.pt (C. Ferreira), viana@fe.up.pt (A. Fonseca)

ORCID: orcid.org/0000-0001-6679-8121 (C. Ramos), orcid.org/0000-0002-8831-0315 (F. Gómez), orcid.org/0000-0001-5998-6220 (C. Ferreira), orcid.org/0000-0002-9896-1410 (A. Fonseca)

1 – INTRODUÇÃO

Ao longo dos séculos, há registos de múltiplos fenómenos de liquefação associados a terremotos em Portugal. Alguns exemplos são o terramoto de 1531, com epicentro no Vale Inferior do Tejo, o de 1755 que destruiu larga maioria da cidade de Lisboa, e o terramoto de 1909 que destruiu a vila de Benavente (Jorge e Vieira, 1997), que provocaram danos significativos em edifícios e infraestruturas e foram responsáveis pela perda de muitas vidas humanas. Em todos estes eventos foram registadas claras evidências de liquefação. Para aprofundar o conhecimento sobre o fenómeno de liquefação em Portugal e a forma como se podem “protocolar” ferramentas e outros meios ajustados para avaliar substantivamente os danos induzidos por esse fenómeno à superfície, foram desenvolvidos dois projetos de investigação: o projeto nacional LIQ2PROEARTH (financiado pela FCT) e o projeto europeu LIQUEFACT (financiado pelo programa-quadro Horizon 2020). Neste âmbito, foi selecionado um campo experimental, após intensa avaliação dos elementos disponíveis sobre a história de eventos, estudos publicados e outros importantes que se obtiveram após contactos frutuosos com instituições (públicas e privada). Deste trabalho prévio foi selecionada uma área de cerca de 146.9 km², localizada entre as longitudes 501,550.0m e 518,300.0m, por um lado, e entre as latitudes 4,307,650.0m e 4,320,600.0m, englobando parte dos municípios de Benavente e Vila Franca de Xira. Foram conduzidas, durante 3 anos, exaustivas e profícuas atividades de caracterização dos maciços desta vasta área com vista ao microzonamento sísmico da área piloto (ver detalhes em Saldanha et al., 2018; Viana da Fonseca et al. 2018, 2019a; Lai et al., 2020). Parte destes trabalhos é aqui abordada na perspetiva da avaliação da qualidade de amostragem que se desejava ao mais alto nível para os trabalhos de laboratório que forneceriam a base de parametrização para modelos de comportamento. A campanha experimental envolveu a realização de diversos ensaios *in situ*, nomeadamente ensaios de penetração dinâmica (SPT), ensaios com cone penetrómetro (CPTu) e ensaios com dilatómetro de Marchetti (DMT) com medição de ondas sísmicas através de módulos sísmicos acoplados ao CPTu e DMT (SCPTu e SDMT), bem como a recolha de amostras indeformadas para posterior análise em laboratório. Para a amostragem de elevada qualidade, foram utilizados dois amostradores com características que permitem uma recolha de amostras cuidadosa e com menores perturbações, nomeadamente o Dames & Moore e o Gel-Push. No âmbito deste trabalho, o desempenho de cada amostrador será inicialmente analisado e discutido qualitativamente, focando-se no aspeto visual das amostras recolhidas e dos tubos amostradores. Seguidamente, a análise da qualidade das amostras será feita através da comparação das velocidades das ondas sísmicas, capazes de detetar pequenas perturbações decorrentes do adensamento ou perda de estrutura durante a amostragem.

Entenda-se que as ondas sísmicas são ondas vibracionais de baixa energia com conteúdos de frequência similar aos gerados por terremotos, independentes da existência ou não de fenómenos de origem sísmica, constituindo o princípio base dos métodos geofísicos (Foti et al. 2014). Num meio elástico, existem dois tipos diferentes de ondas volumétricas: as ondas P (ondas primárias ou de compressão ou longitudinais), que se propagam através de movimentos de compressão e extensão, paralelos à direção de propagação, causando variações volumétricas sem distorções associadas, similares à propagação das ondas sonoras no ar; e as ondas S (ondas secundárias ou de corte ou cisalhamento ou distorcionais), que se propagam segundo movimentos puramente distorcionais, perpendiculares à direção de propagação, sem induzir variações volumétricas (Ferreira, 2003). As velocidades de propagação das ondas P (V_P) e das ondas S (V_S) dependem diretamente das características do meio onde são propagadas, sendo a velocidade de propagação das ondas P a mais elevada. Assim, a determinação de V_P e V_S permite a avaliação dos parâmetros elásticos do meio, com recurso a expressões da Teoria da Elasticidade (Santamarina et al., 2001), que se seguem:

$$V_P = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{(1-\nu)}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)}} = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \quad (1)$$

$$V_S = \sqrt{\frac{E}{2\rho} \cdot \frac{1}{(1 + \nu)}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2)$$

em que E é o módulo de deformabilidade, ou de Young; ρ é a massa específica; ν é o coeficiente de Poisson; M é o módulo confinado; e G é o módulo de distorção.

Por seu lado, as velocidades das ondas S são particularmente sensíveis à tensão efetiva média, ao índice de vazios, à história de tensões e à estrutura e fábrica do solo. Desde os trabalhos pioneiros de Hardin e Richart (1963), muitos autores têm apresentado formulações semelhantes, sendo habitualmente considerada a seguinte expressão para solos arenosos, que traduz a dependência das V_S com esses fatores:

$$V_S = C \cdot \sqrt{F(e)} \cdot (\sigma'_v)^{n_a} \cdot (\sigma'_h)^{n_b} \text{ ou } V_S = C \cdot \sqrt{F(e)} \cdot (p')^{n_s} \quad (3)$$

em que C é a constante adimensional, que inclui os efeitos da estrutura e fábrica do solo, $F(e)$ é a função do índice de vazios, σ'_v e σ'_h são as tensões efetivas atuantes nas direções vertical e horizontal, respetivamente, p' é a tensão efetiva média, e os expoentes n_a , n_b e n_s refletem a dependência das V_S com as respetivas tensões. Os valores destas constantes variam consoante o tipo de solo, podendo ser determinados através de ensaios específicos, onde se isola a influência de cada fator. O valor do expoente n_s é usualmente considerado igual a 0,25. No caso da função do índice de vazios, existe um conjunto vasto de expressões disponíveis na literatura para diversos tipos de solos, nomeadamente Iwasaki et al. (1978), Chung et al. (1984), Lo Presti et al. (1993). No presente trabalho, atendendo ao tipo de solos em análise e à gama de valores de e_{max} e e_{min} , optou-se pela expressão de Lo Presti et al. (1993):

$$F(e) = e^{-1.3} \quad (4)$$

A comparação das V_S medidas em campo, com recurso ao equipamento SDMT, com as V_S medidas em laboratório, com recurso a *bender elements*, permite classificar a qualidade de cada amostra recolhida. De modo a compatibilizar e validar a comparação das velocidades das ondas medidas no campo e em laboratório, é realizada uma normalização em função do índice de vazios e do estado de tensão.

2 – AMOSTRAGEM DE SOLOS: TÉCNICAS E AVALIAÇÃO DA QUALIDADE

2.1 – A importância e os desafios de amostragem de solos

A obtenção de amostras de alta qualidade em solos arenosos é um desafio, devido à necessidade de recolher a integridade dos solos e às possíveis alterações na sua estrutura, decorrentes dos processos de amostragem, transporte e extrusão em laboratório. Por mais cuidados que sejam postos no processo de amostragem, é inevitável a alteração do estado de tensão a que estava submetido *in situ*. Assim, uma amostra é considerada indeformada quando, em relação ao maciço de onde foi retirada, experimentou apenas alterações do estado de tensão, isto é, não sofreu distorções nem variações de volume, conservando a “estrutura do solo” essencialmente inalterada. As alterações de densidade relativa ou estrutura das amostras condicionam a interpretação dos resultados obtidos em ensaios de laboratório e podem torná-los menos representativos das condições reais de campo. Deste modo, a recolha de amostras de elevada qualidade é essencial para a caracterização rigorosa dos solos e para a determinação em ensaios laboratoriais avançados das propriedades de resistência e rigidez desses materiais (Viana da Fonseca e Ferreira, 2001; Viana da Fonseca e Pineda, 2017).

Um amostrador é, na sua essência, um tubo metálico cravado no solo a uma determinada profundidade, normalmente a partir da base de um furo de sondagem, recolhendo no seu interior um volume cilíndrico de solo. Após a subida do amostrador até à superfície do terreno, o amostrador (ou parte dele) pode também ser utilizado como invólucro do solo durante as fases de transporte e armazenamento no laboratório, até à extrusão do solo e preparação das amostras para ensaios laboratoriais. Na prática profissional, estão disponíveis tipos de amostradores muito diversos, cuja escolha deverá ter em conta o tipo de solos a amostrar, as condições de acesso e os equipamentos e meios operacionais, condicionados por fatores económicos e pelos prazos.

De acordo com Hight (2000), as fases principais de uma campanha de amostragem típica envolvem: furação, inserção do amostrador e recolha da amostra, extração do amostrador do furo, selagem do tubo, transporte, extrusão de solo amostrado, armazenamento dos provetes e preparação para ensaios laboratoriais. Todas estas fases são potenciais fontes de perturbação no solo (Ladd e DeGroot, 2003; Viana da Fonseca et al., 2019b).

Para recolher amostras indeformadas, existem vários tipos de amostradores e, dada a sua grande variabilidade, a sua descrição em pormenor não se justifica no presente trabalho. De um modo geral, considera-se que, para reduzir a perturbação do solo, a cravação deve ser feita por meios estáticos e não com recurso à percussão; que a espessura da parede do amostrador deve ser a menor possível, mas capaz de resistir aos esforços de cravação; a sapata do amostrador deve ser biselada, com um ângulo de bisel reduzido, de forma a facilitar a penetração. Apresentam-se a seguir alguns procedimentos de referência, focando sobretudo a amostragem em solos não coesivos e não plásticos, como as areias, areias siltosas, siltes arenosos e siltes não plásticos, designadamente os amostradores de cravação estática de paredes finas Shelby e Osterberg, e de cravação rotativa como o Mazier e o de tubo triplo.

No caso da amostragem de solos granulares limpos, as técnicas de amostragem anteriormente descritas podem apresentar grandes dificuldades, por incapacidade de retenção e queda das amostras durante a subida do amostrador para o exterior do furo. Assim, têm surgido outras técnicas, sobretudo desenvolvidas por investigadores japoneses, como a congelação dos solos (Yoshimi et al., 1994) e as recentes adaptações de amostradores convencionais para redução do atrito no interior do amostrador.

A técnica da amostragem por congelação, apesar de ser de execução complexa, com custos muito elevados e por isso raramente utilizada, é uma solução em areias limpas e abaixo do nível freático, consistindo essencialmente no arrefecimento prévio e congelação do solo (saturado) em torno da profundidade a amostrar, com recurso a nitrogénio líquido, recolhendo-se as amostras com um amostrador com avanço à rotação, usando água fria com anticongelante como fluido de circulação, de modo análogo à amostragem de maciços rochosos.

No entanto, uma causa mal contornada nos amostradores convencionais é a de perturbação nas amostras de solo por atrito excessivo gerado durante a penetração do amostrador no terreno (Chen et al., 2014). Para resolver esta questão do atrito no interior do tubo amostrador, os amostradores Dames & Moore (D&M) e Gel-Push (GP) foram desenvolvidos, respetivamente nos Estados Unidos da América e no Japão. Estes amostradores incorporam melhorias significativas na sua conceção na vertente dos materiais constituintes e configuração das diferentes partes, o que permite reduzir o atrito entre a amostra e as paredes do tubo interior (*liner*) no qual é coletado o solo. Estas melhorias permitem recuperar amostras praticamente intactas de areias de densidade média, areias siltosas, siltes, siltes arenosos, siltes argilosos e argilas (Markham et al., 2016; Bray et al., 2017; Viana da Fonseca et al., 2019b, 2019c), como será descrito adiante.

2.2 – Amostradores convencionais

O amostrador Shelby é um amostrador de paredes finas, muito utilizado em Portugal. Os tubos de recolha são em aço, sem costuras e sem folga interior, com 500mm de comprimento, 77,5mm de diâmetro interno e cerca de 3mm de espessura da parede. O ângulo de bisel é de 30°. Sendo um

amostrador de cravação estática, apresenta-se como mais adequado a solos sem elementos grosseiros. No caso de serem usados maiores diâmetros, este amostrador de paredes lisas retificadas apresenta dificuldades na recolha, por risco de queda da amostra. Dado o seu grande comprimento e constituição metálica, a amostra tem que ser extrudida do amostrador por compressão em pistão, o que acarreta evidentes danos em termos da preservação da estrutura, afetando inevitavelmente a qualidade das amostras.

Outro amostrador de cravação estática muito utilizado em Portugal é o Osterberg. O equipamento desce até ao fundo do furo, obturado pelo êmbolo fixo, pelo que pode atravessar alguma espessura de lamias e solos deteriorados eventualmente existentes no fundo do furo, antes de ser acionado. Após posicionado, o tubo amostrador, de parede fina, é cravado lenta e continuamente por ação de ar comprimido, introduzido pelo interior do trem de varas. Quando o invólucro da amostra está totalmente preenchido, a cravação é automaticamente suspensa, porque o ar comprimido passa a escapar-se pelo tubo central, deixando então de atuar sobre o êmbolo móvel. Este sistema evita a chamada “sobrecravação”, isto é, a continuação da cravação do tubo após este estar completamente preenchido com a amostra, o que naturalmente perturbaria gravemente o solo.

Por outro lado, o amostrador Mazier foi concebido a partir do conceito de preservação estrutural do amostrador de Laval (La Rochelle et al., 1981) mas com maior flexibilidade de potência. É constituído por um tubo triplo rotativo, contendo um *liner* (tubo interior) em polietileno – de 61 a 108,5mm de diâmetro interno e um comprimento de 1000 mm. Uma medida útil da geometria dos amostradores é dada pelo coeficiente de parede ou coeficiente da razão de folga interna (*RI*), como se descreve abaixo:

$$RI = \frac{D_s - D_i}{D_i} \cdot 100\% \quad (5)$$

onde D_s e D_i são os diâmetros exterior e interior do *liner*, respetivamente. Devido à sua configuração e geometria, o amostrador Mazier apresenta valores de *RI* a partir de 3,5% de coeficiente de entrada (Ferreira, 2003). Por outro lado, este amostrador tem ainda algumas particularidades, nomeadamente: o tubo cortante (solidário com o *liner*) segue em avanço no processo de cravação de um intervalo inversamente proporcional à rigidez ou resistência do solo; o diâmetro interno do cortante tem um valor ligeiramente inferior ao do *liner* (folga interior), que é desaconselhável em alguns solos; o amostrador dispõe ainda de uma “cesta” de retenção (típica de amostradores para solos arenosos) de dentes abertos. Outros amostradores de carotagem rotativa de tubo triplo (como por exemplo, o Tecso T6-S) são geralmente constituídos por um tubo duplo de paredes grossas seccionado e rotativo com *liner* interior estacionário em polietileno, PVC ou inox bipartido, de diâmetro interno entre 88 e 118 mm e uma folga interior de 2 mm. Apresentam sapatas de corte com ângulos de bisel entre 30 e 40°, no entanto, nalguns modelos mais recentes, os ângulos de bisel foram reduzidos para 5 a 6°, o que é um salto muito significativo na qualidade das amostras recolhidas. O comprimento destes amostradores ronda os 1500 mm. Esta técnica tem demonstrado alguns problemas associados à descarga de água, que se revela, muitas vezes, danosa para a preservação da estrutura de solos, nomeadamente com alguma percentagem de finos (Viana da Fonseca e Ferreira, 2001).

2.3 – Amostrador Dames & Moore

O amostrador Dames & Moore (D&M), cujo princípio de operação é o mesmo do amostrador tipo Osterberg (Osterberg, 1973), é um equipamento modificado baseado na ativação hidráulica de um pistão fixo. O D&M é constituído por um tubo amostrador interior ou *liner* de latão de paredes finas e com uma superfície interior nano texturada, ou seja, muito polida, com 50 cm de comprimento. A combinação do tipo de material com o comprimento reduzido minimiza significativamente o atrito entre as paredes do tubo e o solo, reduzindo as perturbações durante a

amostragem e extrusão da amostra (Viana da Fonseca e Pineda, 2017). Segundo Viana da Fonseca et al. (2019b, 2019c) a principal vantagem do D&M é a existência de uma membrana de vedação anelar de neoprene na transição do *liner* amostrador (que acomoda no seu interior o pistão estacionário antes da cravação daquele no terreno) com o tubo exterior de revestimento. A membrana de vedação anelar, em conjunto com a válvula de controlo de pressão garante eficientemente a manutenção de vácuo durante a recuperação do amostrador no furo depois da amostragem, impedindo a queda do solo recolhido. Este vácuo é gerado passivamente pela diferença de pressões existente entre o sistema e o solo amostrado com o exterior. No entanto, não existem medições que permitam quantificar o valor do vácuo gerado durante o processo de recuperação do amostrador. Note-se que num amostrador Osterberg convencional esta parte não é vedante. Além disso, o vedante evita a entrada de material perturbado para o interior do *liner*. Na Figura 1 é apresentado um esquema dos componentes do amostrador D&M.



Fig. 1 – Diagrama dos componentes do amostrador D&M

Além desta aplicação em Portugal, o amostrador D&M tem sido usado para recolher amostras de areias (médias e densas) e siltes na Turquia (Bray e Sancio, 2006) e na Nova Zelândia (Markham et al., 2016), as quais foram usadas para estudos de liquefação com amostras representativas em laboratório. As amostras recolhidas têm cerca de 45 a 50 cm de comprimento e 63 mm de diâmetro. O amostrador D&M é inserido num furo de sondagem, previamente perfurado, a uma profundidade específica. De seguida, o equipamento é conectado a uma bomba de água para aplicação de uma pressão hidráulica de 1400 kPa (14 bar) e o amostrador é cravado no terreno a uma taxa de penetração constante de 1 m/min. Na conclusão do avanço do revestimento (50 cm), o tubo permanece estacionário durante pelo menos um minuto. O amostrador é extraído do furo e o *liner* é removido do amostrador. As extremidades do *liner* devem ser fechadas e seladas para evitar alterações no estado do solo (por exemplo, alterações no teor em água e densidade relativa) e perdas de material. No final, a amostra de solo é transportada e armazenada, para caracterização laboratorial.

2.4 – Amostrador Gel-Push

O Gel-Push (GP) é uma técnica avançada de amostragem, que utiliza um gel polimérico de viscosidade variável e controlável como fluido de perfuração. O nome da técnica deve-se ao facto desse fluido ter características especiais com cariz evolutivo que o torna particularmente ajustado a otimizar cada fase de amostragem. A utilização do gel, cuja preparação segue procedimentos especiais e patenteados, permite reduzir significativamente o atrito entre a amostra e o *liner* (Mori e Sakai, 2016), aquando da cravação do *liner* com uma pressão e caudal muito bem condicionados para não haver sobrepressões ou oscilações.

O gel que fica na parede do solo também favorece a extrusão em laboratório (Taylor et al., 2012). Além disso, as propriedades reológicas do gel, que determinam e controlam a sua viscosidade, permitem a preservação da estrutura do solo, ao longo de todo o amostrador, pelo que desempenham um papel fundamental na sustentação da alta qualidade das amostras.

Esta técnica avançada de amostragem foi desenvolvida pela empresa geotécnica japonesa Kiso-Jiban Consultants e inclui quatro variações diferentes do GP: *GP-Rotary*, *GP-Drilling*, *GP-Triple* e *GP-Static*. Neste trabalho, foi utilizado o equipamento *GP-Static* (GP-S), considerado o mais adequado para amostragem de solos granulares soltos. O GP-S é um amostrador que segue os conceitos de amostragem com pistão fixo, semelhante ao D&M. Contrariamente ao pistão fixo hidráulico convencional, o GP-S é composto por um sistema que inclui três pistões: o pistão estacionário, o pistão de avanço de amostragem e o pistão de ativação do amostrador. O pistão estacionário é fixo e os outros dois são móveis (Viana da Fonseca et al., 2019b). O tubo externo encosta ao furo e mantém a haste e o pistão de penetração fixos e alinhados durante a penetração. Por sua vez, o pistão de avanço contém o gel e garante o movimento descendente do sistema para ativar o amostrador enquanto é inserido no terreno. O pistão amostrador é cravado no terreno e recolhe a amostra dentro de um tubo interior metálico em aço inoxidável de superfície muito lisa. No final da cravação, o retentor de amostra (tipo borboleta), também designado por “*core catcher*”, é rodado suavemente com um controlo em tempo da pressão estritamente necessário para a rotação e fecho das palhetas que se ilustra na Figura 2. Este retentor (“*catcher*”) é feito de uma liga especial de duralumínio e foi concebido para fechar parcialmente O fecho do retentor previne a queda da amostra durante a recuperação do equipamento. O solo que fica no retentor é descartado imediatamente. A Figura 2 mostra um esquema dos componentes do amostrador GP-S.

O processo de recolha de uma amostra com este amostrador envolve várias fases. Antes da amostragem, o gel é preparado na proporção volumétrica de 1% de polímero viscoso em água limpa e imediatamente inserido no amostrador. O amostrador é montado e inserido no furo de sondagem. O sistema é conectado a uma bomba de água, que injeta 5 l/min de água limpa no amostrador, garantindo uma pressão constante de 50 MPa. Devido à pressão no sistema, o pistão de avanço desloca-se, fazendo avançar o colar biselado de corte, que penetra no solo a uma taxa constante de 1 m/min. Simultaneamente, o pistão hidráulico fecha uma válvula de desvio e o pistão fixo pressiona o gel no coletor, lubrificando a face interna do tubo amostrador através da sua extremidade inferior na posição exata em que o solo é inserido. Quando o pistão de avanço atinge o comprimento máximo do revestimento (1 m), o gel remanescente flui através do revestimento, criando uma camada fina de gel na interface solo-revestimento. O pistão permanece nessa posição durante um período de 3 a 5 minutos a uma pressão de 50 MPa (500 bar), com o objetivo de garantir que o retentor se feche completamente. Depois desta fase, o amostrador é extraído do furo e o revestimento é removido do equipamento e fechado hermeticamente. O fecho do retentor permite assegurar a recolha da amostra de solo e assim prevenir a sua queda durante a extração do amostrador para a superfície.

O amostrador Gel-Push foi utilizado com sucesso na recolha de amostras de solos suscetíveis à liquefação em vários países, nomeadamente em Taiwan e no Japão (Lee et al., 2012), Bangladesh (Ishihara et al., 2016), Polónia (Jamiołkowski e Masella, 2015), Nova Zelândia (Taylor et al., 2012; Umehara et al., 2015) e recentemente em Portugal (Viana da Fonseca et al., 2019b; Molina-Gómez et al., 2020).



Fig. 2 – Diagrama dos componentes do GP-S

2.5 – Avaliação da qualidade de amostragem

A avaliação de qualidade de amostragem pode ser feita em laboratório com recurso a diversas técnicas, nomeadamente a observação e inspeção visual da fábrica, a medição das variações volumétricas durante a reconsolidação (sobretudo no caso de solos finos), a medição e comparação das tensões médias efetivas iniciais, ou da resistência à compressão ou não drenada *in situ* e em laboratório sobre amostras retiradas com diferentes amostradores, ou ainda pela comparação das velocidades de ondas sísmicas ou do módulo de distorção máximo, G_0 , *in situ* e em laboratório (Viana da Fonseca e Ferreira, 2002a). Uma vez que as velocidades das ondas S são estritamente relacionadas com o estado de tensão, as condições de estado e a estrutura e fábrica do solo, o controlo e comparação destas velocidades em condições de jazida e em laboratório, em amostras colhidas por diferentes processos de amostragem, é atualmente reconhecido como uma das técnicas mais precisas para avaliar a sua qualidade (Landon et al. 2007; Ferreira et al., 2011).

Neste trabalho, a avaliação da qualidade das amostras recolhidas foi feita com base na comparação entre as velocidades das ondas S medidas em campo e no laboratório, utilizando a proposta de Ferreira et al. (2011). Uma vez que a velocidade das ondas S é um parâmetro que caracteriza a rigidez das amostras no domínio das pequenas deformações, permite detetar diferenças de estado e alterações na estrutura e fábrica das amostras (Viana da Fonseca et al., 2019b).

Para que as velocidades das ondas S medidas em laboratório e no campo sejam efetivamente comparáveis, é necessário implementar um processo de normalização do estado do solo, através de uma função de índice de vazios (como a da Eq. 4). Além disso, no caso de diferenças do estado de tensão em laboratório em relação ao estado *in situ*, também é necessário proceder a uma normalização do estado de tensão. Neste caso, as velocidades das ondas S foram medidas com recurso a *bender elements* “de bancada” no laboratório, apenas confinadas pelo tubo PVC, daí ter sido também implementada esta normalização.

Para estimativa dos valores de referência do índice de vazios natural *in situ*, uma vez que não é possível medi-los diretamente, foram consideradas algumas simplificações. A densidade das partículas sólidas, G_s , considerada foi de 2.65 (valor médio obtido em laboratório nas amostras ensaiadas) e o solo foi considerado totalmente saturado, uma vez que as amostras recolhidas se

encontravam abaixo do nível freático. O peso volúmico *in situ* foi calculado através da proposta de Robertson e Cabal (2010) que estima o peso volúmico com base nos parâmetros do ensaio CPTu.

Por outro lado, o índice de vazios das amostras foi calculado em laboratório através de medições diretas do peso, volume e teor em água de cada amostra. Uma vez que as amostras GP e D&M se encontravam no interior de tubos PVC, adotou-se o diâmetro e altura internos médios dos tubos para as dimensões de todas as amostras, isto é, 72 mm de diâmetro e 148 mm de altura para as amostras GP e 61 mm de diâmetro e 120 mm de altura para as amostras D&M.

A normalização da velocidade das ondas S em função de índice de vazios foi feita segundo a proposta de Lo Presti et al. (1993), apresentada na equação (4). A velocidade das ondas S foi normalizada utilizando a equação seguinte, deduzida a partir da equação (3):

$$V_S^* = \frac{V_S}{\sqrt{F(e)}} \quad (6)$$

Por outro lado, uma vez que as amostras ensaiadas no laboratório se encontravam à pressão atmosférica, confinadas apenas pelo tubo de PVC, foi necessário normalizar os valores da velocidade obtida em laboratório de acordo com o estado de tensão. A medição das ondas foi realizada imediatamente após a extrusão das amostras do tubo metálico do amostrador para tubos PVC de menor altura (altura correspondente à da amostra a ser ensaiada posteriormente na câmara triaxial). Para efeitos de comparação com os valores de campo, e considerando o peso próprio da amostra e o confinamento conferido pelo tubo de PVC, uma tensão média efetiva de $p'=2$ kPa foi utilizada na normalização.

A normalização da velocidade das ondas S medidas em laboratório para o estado de tensão *in situ* foi realizada pela equação (3), sendo V_S^* a velocidade das ondas S normalizada com a função de índice de vazios, p'_0 a tensão média efetiva correspondente à profundidade em que a amostra foi recolhida e p' a tensão média efetiva correspondente ao ensaio de bancada, igual a 2 kPa:

$$V_S^{**} = V_S^* \left(\frac{p'_0}{p'} \right)^{0.25} \quad (7)$$

3 – CAMPO EXPERIMENTAL

Com base numa avaliação exaustiva de informação geológica e geotécnica existente (Saldanha et al., 2018; Ferreira et al., 2020), o campo experimental foi selecionado e localiza-se na região do baixo Tejo, no norte de Benavente. A região é constituída por areias aluvionares dos rios Tejo e Sorraia, onde se encontram depósitos recentes de areias quaternárias (Gouveia et al., 2018). Para além disso, a sismicidade da zona é elevada, devido à proximidade com a fronteira das placas africana e euro-asiática, estando sujeita à ocorrência de terremotos de magnitude elevada ($M_w > 8$) e de magnitude média ($M_w > 6$) (Azevedo et al., 2010).

A geologia e geomorfologia da zona, aliadas ao elevado risco sísmico, potenciam a ocorrência de terremotos, muitas vezes associados a fenómenos de liquefação (Saldanha et al., 2018). Relatórios sobre o evento sísmico que ocorreu em 23 de abril de 1909 ($M_w = 6.0$ e com epicentro perto de Benavente) indicaram que houve danos e destruição significativos em várias cidades e vilas localizadas nesta região (Teves-Costa e Batlló, 2011).

Com o intuito de estudar ao pormenor a suscetibilidade à liquefação do local, uma extensa campanha experimental foi desenvolvida no âmbito dos projetos LIQ2PROEARTH e LIQUEFACT, recorrendo a ensaios de penetração para caracterização geotécnica e geomecânica dos solos existentes. Os ensaios de campo incluíram ensaios de penetração dinâmica (SPT), ensaios com cone penetrómetro (CPTu) e ensaios com dilatómetro de Marchetti (DMT) com medição de ondas

sísmicas (SCPTu e SDMT). Complementarmente, realizou-se a recolha de amostras indeformadas com recurso a dois tipos de amostradores de alta qualidade, o Gel-Push e o Dames & Moore, para serem posteriormente ensaiadas em laboratório. As amostras foram recolhidas em furos próximos do local onde se realizaram os ensaios, de modo a minimizar os desvios das camadas do perfil longitudinal de solo.

O presente estudo foca a análise dos ensaios realizados em dois locais distintos, distanciados de cerca de 1 km (Figura 3). Os dois locais estão localizados nas coordenadas 39°1'15,37''N-8°49'1,47''W e 39°1'0,77N-8°50'25,89''W, e foram identificados como NB1 e NB2, respetivamente. A Figura 4 apresenta os resultados dos ensaios CPTu realizados em cada um dos locais, incluindo a resistência de ponta (q_c) e poro-pressões (u) em profundidade e os perfis de velocidade das ondas S (V_s) medidas pelo SDMT no local NB1 e pelo SCPTu no local NB2. Adicionalmente, os perfis do tipo de comportamento do solo (I_c) para cada local também são apresentados. Com base nos resultados dos ensaios CPTu, foi possível selecionar as camadas mais críticas em termos de suscetibilidade à liquefação e definir as profundidades para a recolha de amostras indeformadas.

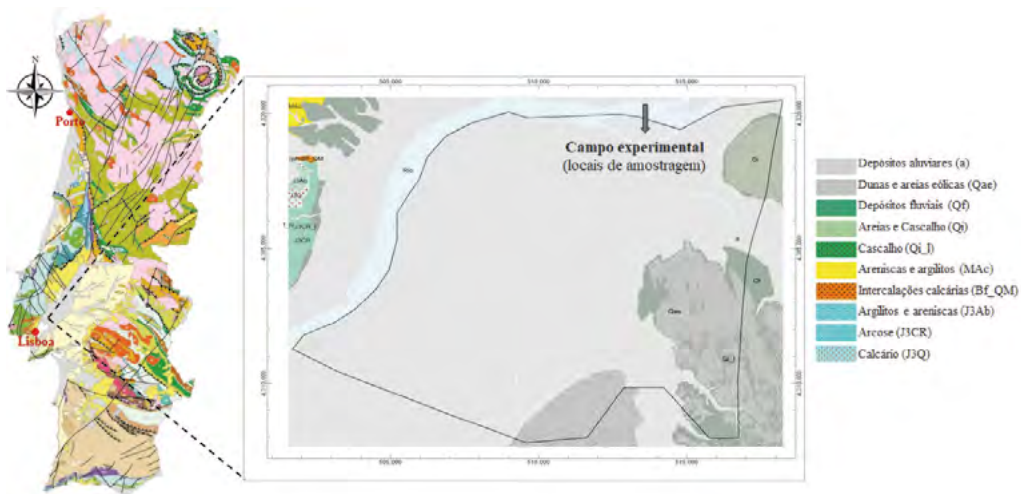


Fig. 3 – Localização dos locais de amostragem do campo experimental (adaptado da carta geológica de Portugal, LNEG).

4 – DESEMPENHO DAS TÉCNICAS DE AMOSTRAGEM

Durante a campanha experimental nestes locais, foram recolhidas 27 amostras com recurso ao D&M e 28 amostras utilizando o GP-S. No local NB1, foram recolhidas amostras em cinco furos, sendo que num furo foi utilizado o amostrador Dames & Moore (D&M) e em quatro furos foi utilizado o amostrador Gel-Push (GP-S). No local NB2, foram selecionados três furos para amostragem, um onde foi utilizado o D&M e dois onde foi utilizado o GP-S. Os furos localizam-se a cerca de 5 m do local onde foram realizados os ensaios SCPTu e SDMT. Com base na interpretação do perfil do tipo de comportamento do solo (I_c), proposto por Robertson (2009), foram selecionadas as profundidades para amostragem, que se encontram esquematizadas na Figura 5, para cada local e técnica de amostragem utilizada. A Figura 5 apresenta também o perfil simplificado de tipo de solo (I_c – *soil behaviour type index*) para cada local, definido através da classificação de Robertson (1990) com base nos resultados obtidos em profundidade pelo ensaio CPTu. A taxa de recuperação de D&M variou entre 80% e 94%, enquanto para o GP-S essa proporção variou entre 43% e 88%.

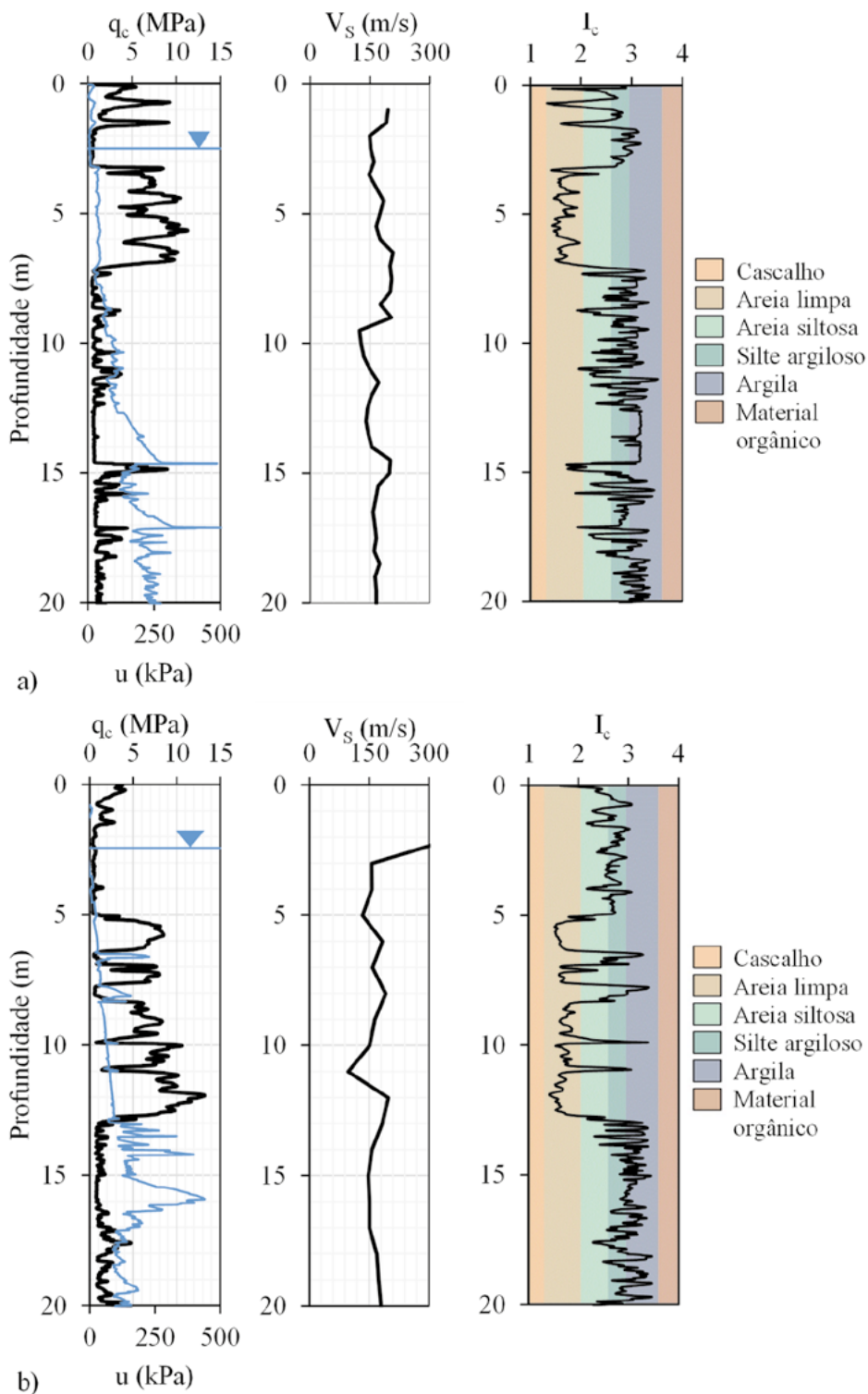
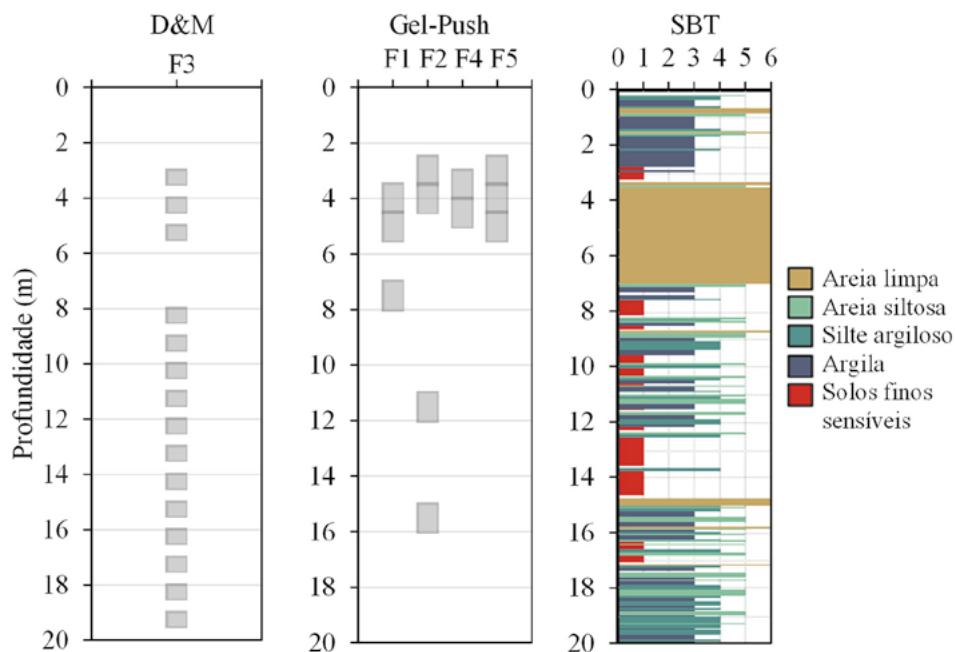
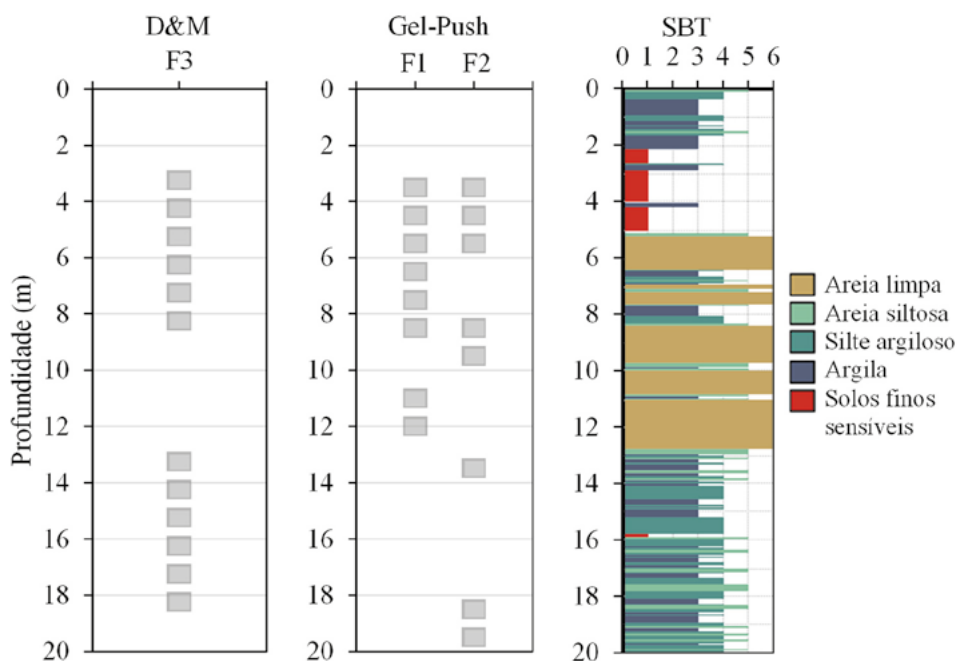


Fig. 4 – Resultados dos ensaios realizados em: a) NB1 (CPTu e SDMT); b) NB2 (SCPTu)



a)



b)

Fig. 5 – Amostras recolhidas usando técnicas avançadas de amostragem e perfil do tipo de solo: a) NB1; b) NB2

As diferenças na eficiência de recuperação podem estar relacionadas com o comprimento do tubo amostrador, que é menor no D&M. Além disso, o vácuo conseguido passivamente pela membrana de vedação anelar de neoprene durante a inserção do amostrador D&M, protege a amostra e evita a perda de material durante a recuperação do equipamento. No caso do GP-S, observou-se que o desempenho do retentor é reduzido em função do aumento do conteúdo de finos plásticos nas amostras recolhidas, devido a uma acrescida probabilidade de a amostra cair durante a extração do GP-S do furo de amostragem.

O desempenho das duas técnicas de amostragem é apresentado na Figura 6, para os dois locais selecionados. Para determinadas profundidades é mostrada a fotografia do amostrador e o solo recolhido, estando representadas: a verde (com o símbolo ✓) as profundidades em que ambos os amostradores foram bem sucedidos na recolha de amostras; a cor laranja, as profundidades em que apenas um amostrador recolheu amostra; e a vermelho (com o símbolo ✗) as profundidades em que ambos os amostradores falharam na recolha de amostras. O desempenho dos amostradores é avaliado de acordo com a capacidade de recolha de diferentes tipos de solo.

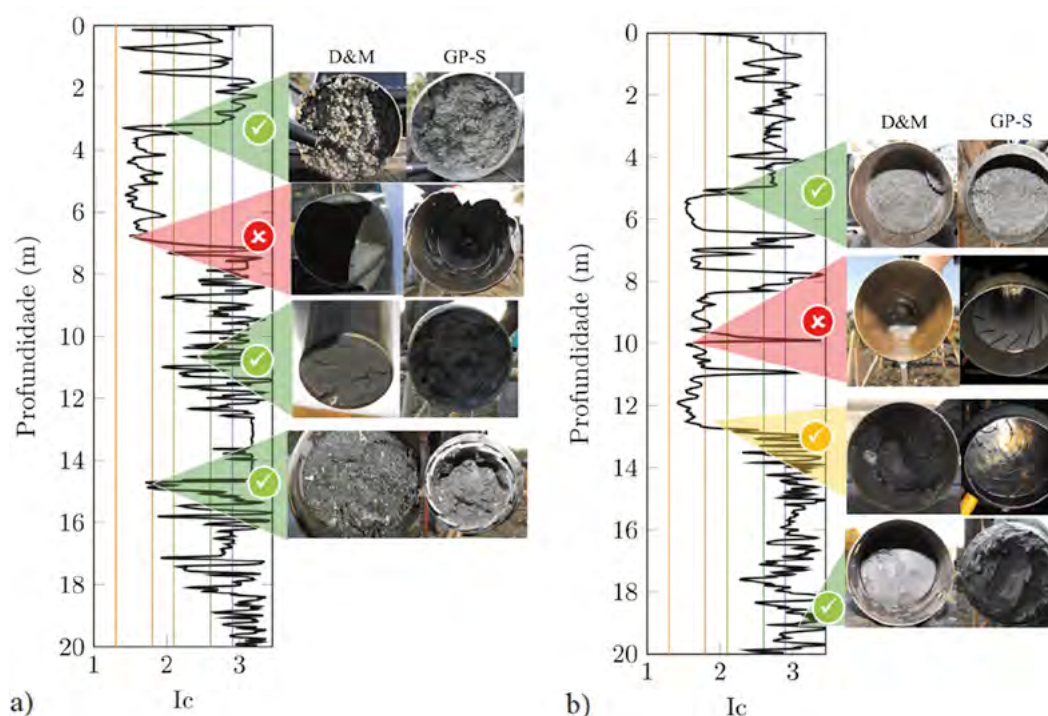


Fig. 6 – Desempenho de ambas as técnicas avançadas de amostragem: a) NB1; b) NB2

Da análise das Figuras 5 e 6, é possível concluir que os amostradores Dames & Moore e Gel-Push foram competentes na amostragem de camadas de solo com areias médias e densas, areias finas, areias siltosas, lodos e argilas. No entanto, a recolha de solos granulares com cascalho não foi possível com nenhum amostrador, o que pode ser justificado pelos elevados valores de resistência de ponta (q_c), superiores a 8 MPa, que se verificaram nessas profundidades (Figura 4). Além disso, os dois amostradores sofreram algum dano na sapata de corte ao penetrar as camadas com cascalho, tal como é visível na Figura 6a para a profundidade de 7 m. No caso da amostragem de solos mais resistentes constituídos por partículas de maiores dimensões, o ideal será a utilização de equipamentos que funcionem à rotação, como por exemplo o GP-rotary, uma vez que estes permitem perfurar materiais grosseiros (Mori e Sakai, 2016).

Por outro lado, verificou-se que os amostradores não foram competentes na recuperação de amostras de areias limpas, uma vez que não conseguiram reter o material dentro do tubo amostrador, devido às condições de densidade relativa deste tipo de materiais em condições saturadas (Figura 6b, a 10 m e 13 m de profundidade). No entanto, no local NB2 a 13 m de profundidade o amostrador D&M conseguiu recolher amostra de areia solta limpa. O melhor desempenho do amostrador D&M na recolha de amostras nessa profundidade deveu-se possivelmente à existência da membrana de vedação anelar de neoprene que gera, em conjunto com a válvula de controlo de pressão, uma sucção parcial durante a amostragem e permite recuperar amostras de areia solta limpa.

5 – AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DE AMOSTRAGEM

5.1 – Inspeção visual das amostras

A inspeção visual é um método empírico, e por isso subjetivo, de avaliação da qualidade de amostras, uma vez que se baseia na observação da superfície periférica das amostras quando estas são retidas do interior do tubo amostrador. Este método consiste na observação da superfície das amostras, na caracterização do tipo de solo que as constitui e na identificação de danos visíveis na superfície, tais como buracos, fissuras ou distorções de forma. Assim, apesar de não ser o método preferencial para determinação da qualidade das amostras, permite identificar e selecionar as amostras em melhores condições para ensaios laboratoriais mais avançados.

As amostras recolhidas com GP e D&M foram extraídas dos tubos amostradores assim que chegaram ao laboratório, com recurso a uma prensa hidráulica. A utilização da prensa hidráulica permite extrair as amostras na direção vertical, garantindo a mesma orientação que a recolha de amostras em campo. A extração das amostras verticalmente é mais eficiente pois reduz a geração de planos de rutura induzidos por tensões de tração, menores nos solos não coesivos. Após a extração, as amostras foram divididas em amostras individuais, preservadas em tubos PVC, com as dimensões definidas para os ensaios triaxiais e catalogadas. A Figura 7 apresenta o processo de extração das amostras GP e D&M no laboratório.

A inspeção visual foi executada enquanto as amostras eram extraídas do tubo amostrador. Na Figura 8 encontram-se algumas fotografias de amostras GP e D&M aquando da extrusão em laboratório. Na maioria das amostras não foram identificados danos radiais, fissuras ou distorção de

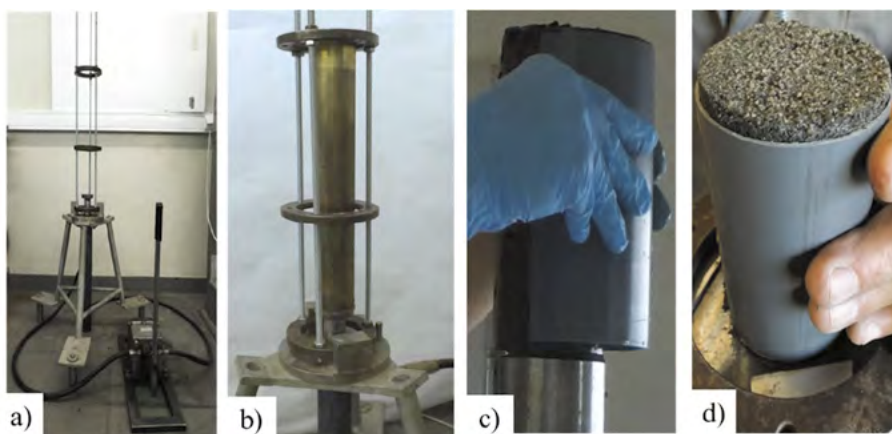


Fig. 7 – Extração das amostras GP e D&M no laboratório: a) pistão extrator vertical; b) posicionamento do *liner*; c) armazenamento de uma amostra silto-arenosa dentro do tubo de PVC; d) amostra arenosa coletada com o D&M dentro do tubo de PVC.

forma, sendo a superfície da amostra lisa. Tal deve-se ao uso do gel no GP, mais evidente nas amostras de solos com baixa permeabilidade (amostras com maior conteúdo de finos plásticos), e à superfície lisa do amostrador D&M, que contribuíram para a redução do atrito entre o solo e a parede do *liner*, protegendo a superfície da amostra.

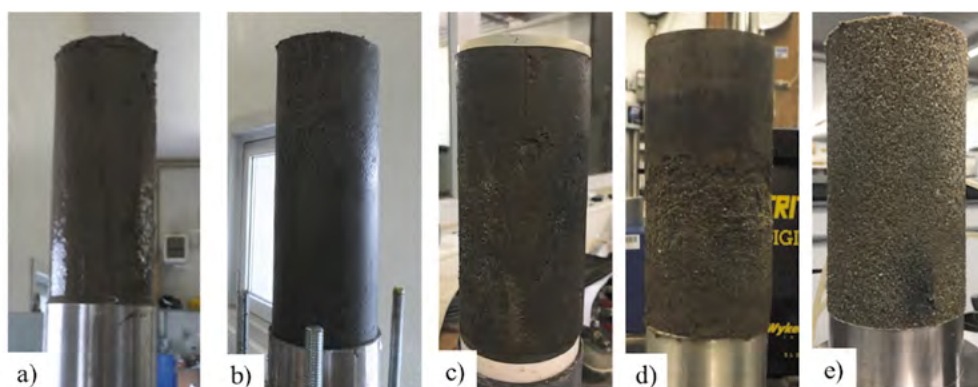


Fig. 8 – Amostras recolhidas com os amostradores GP e D&M: a) amostra GP coberta de gel polimérico; b) amostra GP siltosa; c) amostra GP silto arenosa coletada; d) amostra D&M com camadas de areia e argila; e) amostra D&M de areia limpa

5.2 – Metodologia em laboratório

Como foi referido anteriormente, a técnica adotada neste trabalho para avaliação da qualidade de amostras de solo recolhidas é baseada na comparação da velocidade das ondas S medidas no campo e em laboratório (Ferreira et al., 2011). Uma vez que as ondas S são propagadas pelo esqueleto do solo, podem ser muito úteis na identificação de alterações na fábrica e estrutura das amostras, causadas pelo processo de amostragem (Viana da Fonseca e Pineda, 2017). Em laboratório, a medição de ondas S em provetes de solo é feita com recurso a transdutores piezoelétricos, nomeadamente *bender elements*. Os *bender elements* permitem a medição de ondas de modo simples e não destrutivo, exigindo apenas uma pequena penetração na base e no topo da amostra, não afetando as suas características de resistência e rigidez. Estes transdutores eletromecânicos são constituídos por finas placas piezocerâmicas que geram e detetam ondas sísmicas (Dyvik e Madshus, 1985; Viana da Fonseca e Ferreira, 2002b).

Neste trabalho foi utilizado um par de *bender elements* “de bancada”, instalados numa base e num topo adaptados, que permitem a medição das ondas nos provetes a ensaiar. As leituras das velocidades das ondas foram realizadas imediatamente após a extrusão dos tubos de amostragem, com o provete acondicionado num tubo PVC e devidamente selado para armazenamento. A Figura 9 apresenta os equipamentos necessários para a medição da velocidade das ondas, que inclui um gerador de funções no qual se define a configuração da onda gerada, aparelhos *multiplexer* de transmissão e receção que permitem gerir os canais dos transdutores e amplificar os sinais recebidos, um osciloscópio que permite observar e registar ambos os sinais das ondas transmitida e recebida, um computador com o software WaveStar® para aquisição e interpretação dos resultados e um par de *bender elements*, constituído por um transmissor e um recetor, na base e no topo, respetivamente.

O sinal transmitido no transdutor emissor corresponde a uma onda sinusoidal de frequência pré-definida, que atravessa a amostra e é recebido no transdutor recetor, no extremo oposto da amostra. A velocidade da onda S é obtida pela razão entre a distância percorrida (calculada a partir da altura total da amostra, deduzida da altura dos próprios *bender elements*) e o tempo de propagação da onda S, usando o método da medição direta da primeira chegada (Viana da Fonseca e Ferreira, 2002b;

Lee e Santamarina, 2005). Durante os ensaios de *bender elements* na bancada foram medidos e registados quatro sinais com diferentes frequências (entre 1 e 8 kHz), com o objetivo de diminuir as incertezas na interpretação das ondas sísmicas, como sugerido por Viana da Fonseca et al. (2009).

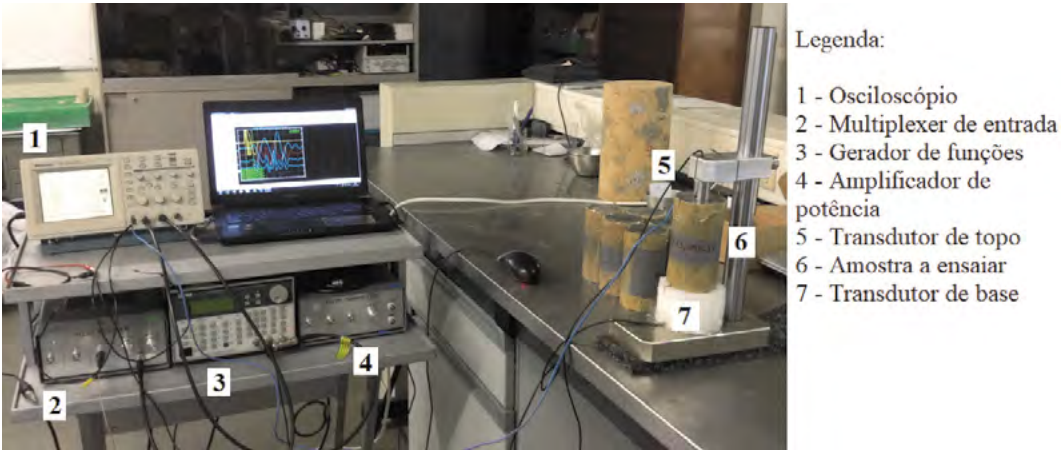


Fig. 9 – Esquema do ensaio com *bender elements* de bancada

5.3 – Resultados e discussão

Os resultados da comparação das velocidades das ondas S medidas em campo e no laboratório encontram-se na Figura 10, para os dois locais NB1 e NB2 e para os dois amostradores utilizados, GP e D&M. Apesar de terem sido recolhidas amostras com o D&M nos dois locais apenas as amostras recolhidas no local NB2 foram ensaiadas no laboratório. Adicionalmente, esta figura apresenta algumas linhas de referência, que correspondem aos limites considerados na classificação da qualidade de amostras proposta por Ferreira et al. (2011), definidos no Quadro 1.

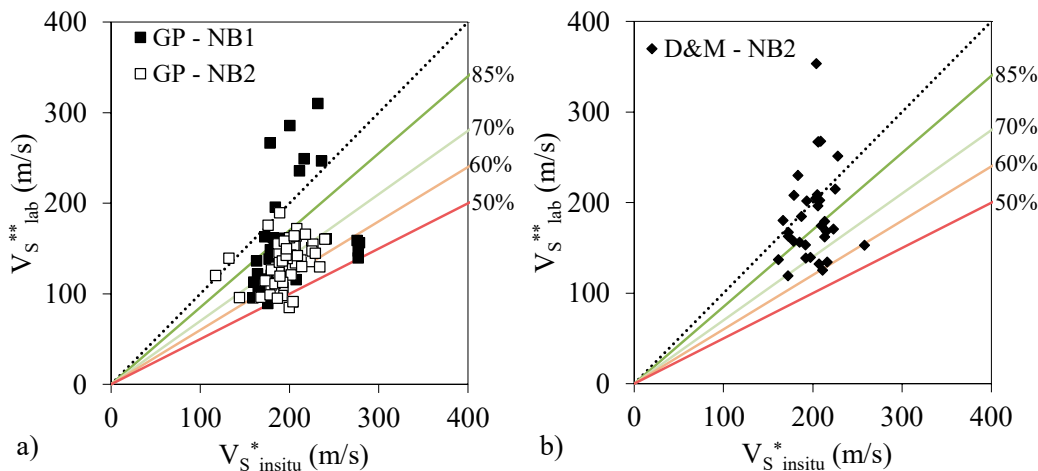


Fig. 10 – Resultados da avaliação da qualidade de amostragem com os amostradores: a) Gel-Push; b) Dames & Moore

Quadro 1 – Classificação da qualidade de amostras baseada no rácio de V_s (Ferreira et al., 2011)

Zona de qualidade	$V_s^{*lab}/V_s^{*insitu}$	Qualidade da amostra
A	≥ 0.85	Excelente
B	0.85 - 0.70	Muito boa
C	0.70 - 0.60	Boa
D	0.60 - 0.50	Razoável
E	< 0.50	Fraca

Através dos resultados é possível concluir que apenas 23% das amostras recolhidas com o Gel-Push (GP) se encontram com qualidade inferior a 60% (boa qualidade). Por outro lado, apenas 2 amostras recolhidas com o Dames & Moore (D&M) apresentam qualidade inferior a 60%, refletindo o melhor desempenho do amostrador D&M.

No entanto, 18% das amostras recolhidas com GP no NB1, 6% das recolhidas com GP no NB2 e 33% das recolhidas com D&M apresentam qualidade superior a 100%, um resultado inesperado (e de facto irrealista) que pode ser justificado por erros relacionados com a determinação do índice de vazios em campo, baseada em correlações empíricas a partir do CPTu. Analisando com mais pormenor estas amostras, conclui-se que apresentam um índice de vazios em laboratório muito elevado (estão muito soltas) ou são amostras compostas por argilas e solos finos, por vezes com camadas intercaladas de areias e argilas. A consideração de valores contantes de altura e diâmetro dos provetes pode também influenciar a determinação do volume e por sua vez condicionar a determinação rigorosa do índice de vazios em laboratório.

De modo a ultrapassar estas limitações, e obter índices de vazios mais precisos, algumas amostras foram selecionadas para serem ensaiadas no equipamento triaxial. Neste equipamento é reestabelecido o estado de tensão médio *in situ* da amostra de solo, em condições isotrópicas, e é possível determinar o índice de vazios de forma precisa, uma vez que o peso seco das amostras é determinado com rigor no final do ensaio, após retirar a amostra do equipamento. O índice de vazios no final da consolidação, considerado igual ao final do ensaio uma vez que o corte é realizado em condições não drenadas, é assim determinado rigorosamente através das variações de volume medidas ao longo do ensaio.

De modo a avaliar a influência da determinação do índice de vazios na qualidade das amostras estudadas, o índice de vazios obtido no início dos ensaios triaxiais, correspondendo ao estado inicial da amostra aquando da medição da velocidade das ondas S, foi utilizado na normalização dos resultados. Os resultados das velocidades das ondas obtidos com os *bender elements* de bancada normalizados com o índice de vazios admitido inicialmente ($e_{bancada}$) e o índice de vazios determinado de forma inversa, através do ensaio triaxial ($e_{triaxial}$) estão ilustrados na Figura 11.

A Figura 11 mostra que a maioria das amostras apresenta melhor qualidade quando se utiliza o índice de vazios obtido a partir do ensaio triaxial, uma vez que o estado de tensão é conhecido e controlado e a determinação do índice de vazios é mais precisa. A imprecisão no cálculo do índice de vazios e do teor em água das amostras após extrusão faz com que a sua qualidade não seja estimada com o maior rigor, daí a importância de ensaiar as amostras com procedimentos mais avançados.

Apesar disso, a medição da velocidade das ondas S com os *bender elements* de bancada é muito importante para uma análise preliminar das condições da amostra, permitindo selecionar de forma expedita as amostras de melhor qualidade, que serão testadas em ensaios avançados a realizar posteriormente.

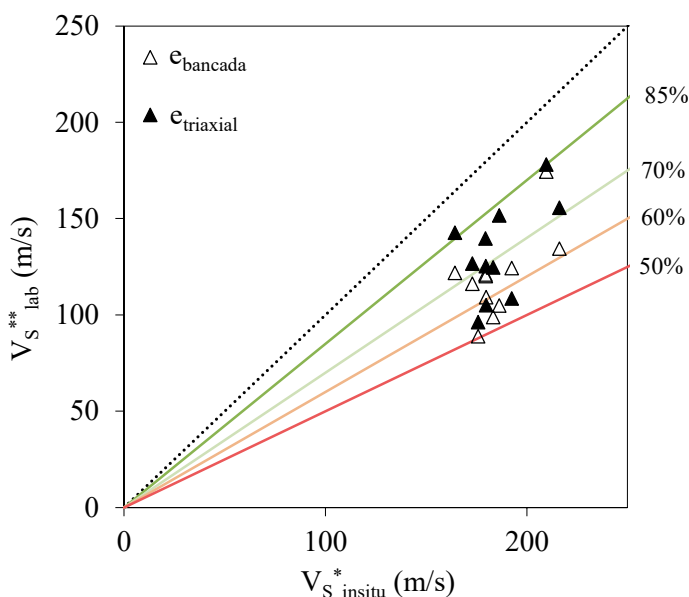


Fig. 11 – Comparação entre qualidade de amostragem utilizando o índice de vazios inicial de bancada e o determinado através do ensaio triaxial para normalização da velocidade das ondas S

6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A recolha de amostras de alta qualidade de solos arenosos é um desafio, uma vez que os processos de amostragem podem resultar em grandes alterações na estrutura das amostras, afetando a sua representatividade em relação às condições *in situ*. Essa representatividade é ainda mais pertinente e relevante no caso presente da avaliação laboratorial da suscetibilidade à liquefação, pelo que a verificação da qualidade de amostragem é um passo fundamental na validação dos resultados obtidos em laboratório. Assim, neste trabalho foram utilizadas duas técnicas avançadas de amostragem, nomeadamente os amostradores Dames & Moore e Gel-Push, para recolha de solos suscetíveis à liquefação. As amostras foram recolhidas num campo experimental localizado no Vale Inferior do Tejo, no município de Benavente. Observou-se que os dois amostradores foram eficazes na recolha de solos com potencial de liquefação, particularmente em areias médias, areias finas, areias siltsosas e siltes arenosos, bem como em solos argilosos. No entanto, estes amostradores não foram adequados para a amostragem de cascalhos ou solos com resistência de ponta (q_c) superior a 8 MPa, uma vez que se verificou a perda total do material do interior do tubo de amostragem e danos na sapata de corte dos dois equipamentos. A taxa de recuperação do D&M foi bastante superior à do GP, pelo que se concluiu que o D&M tem uma melhor repetibilidade que o GP-S, que se deve ao menor comprimento do tubo amostrador (50 cm) e à geração de vácuo pelo anel vedante durante o processo de extração, que protege a amostra e evita a perda de material durante a recuperação do equipamento.

A avaliação da qualidade das amostras recolhidas foi feita através da comparação das velocidades das ondas sísmicas medidas no campo e em laboratório, com recurso a *bender elements*. A análise foi considerada preliminar, uma vez que as velocidades das ondas em laboratório foram medidas em amostras logo após a sua extrusão dos tubos amostradores, pelo que as condições de estado e densidade relativa são difíceis de avaliar com rigor. De modo a validar a comparação dos resultados, foi feita uma normalização para ter em conta o efeito do estado de tensão e do índice de vazios. Concluiu-se que ambos os amostradores foram competentes na recolha de amostras de areia

solta e areia siltosa, uma vez que a maioria das amostras apresenta boa qualidade. Foi também observado que as amostras recolhidas com o D&M apresentam qualidade superior às recolhidas com o GP. A determinação de índices de vazios precisos é essencial para uma avaliação da qualidade das amostras mais rigorosa. De qualquer forma, conclui-se que a análise preliminar realizada com os *bender elements* de bancada é essencial para selecionar e identificar as amostras mais representativas, isto é, com menores perturbações e de maior qualidade, para serem ensaiadas em equipamentos avançados.

7 – AGRADECIMENTOS

O 4º autor, investigador responsável pelo projeto europeu LIQUEFACT reconhece que indiretamente este sucesso foi possível graças às verbas de financiamento que financiaram os trabalhos no sítio-piloto onde se desenvolveu o microzonamento sísmico, mas agradece especialmente à Fundação de Ciência e Tecnologia (FCT) pelo apoio através do projeto PTDC/ECM/GEO/1780/2014 “Liquefaction Assessment Protocols to Protect Critical Infrastructures against Earthquake Damage: LIQ2PROEARTH”, que coordenou com investigador responsável. A 1ª autora e o 2º autor agradecem também à FCT as bolsas de doutoramento SFRH/BD/120035/2016 e SFRH/BD/146265/2019, respectivamente. Este trabalho foi apoiado pelo Financiamento Base - UIDB/04708/2020 e Financiamento programático - UIDP/04708/2020 da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC), de que a 3ª autora é investigadora.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Azevedo, J.; Guerreiro, L.; Bento, R.; Lopes, M.; Proença, J. (2010). *Seismic vulnerability of lifelines in the greater Lisbon area*. Bulletin of Earthquake Engineering, vol. 8, nº1, pp. 157-180. <https://doi.org/10.1007/s10518-009-9124-7>
- Bray, J. D.; Sancio, R. B. (2006). *Assessment of the Liquefaction Susceptibility of Fine-Grained Soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 132, nº9, pp. 1165-1177. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2006\)132:9\(1165\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:9(1165))
- Bray, J. D.; Markham, C. S.; Cubrinovski, M. (2017). *Liquefaction assessments at shallow foundation building sites in the Central Business District of Christchurch, New Zealand*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 92, pp. 153-164. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.09.049>
- Chen, C.-C.; Lee, W. F.; Chen, J.-W.; Ishihara, K. (2014). *Liquefaction potential of non-plastic silty sand*. Journal of Marine Science and Technology, vol. 22, nº2, pp. 137-145. <https://doi.org/10.6119/JMST-013-0117-3>
- Chung, R.M.; Yokel, F.Y.; Wechsler, H. (1984). *Pore pressure build up in resonant column tests*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 110, nº2, pp. 247-261. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1984\)110:2\(247\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1984)110:2(247))
- Dyvik, R.; Madhus, C. (1985). *Lab Measurements of Gmax Using Bender Elements*. Proceedings ASCE Annual Convention: Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions, Detroit, Michigan, pp. 186-197.
- Ferreira, C. (2003). *Implementação e aplicação de transdutores piezoelétricos na determinação de velocidades de ondas sísmicas em provetes. Avaliação da qualidade de amostragem em solos residuais*. Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. FEUP, Portugal.

- Ferreira, C.; Viana da Fonseca, A.; Nash, D. (2011). *Shear wave velocities for sample quality assessment on a residual soil*. Soils and Foundations, vol. 51, nº4, pp. 683-692. <https://doi.org/10.3208/sandf.51.683>
- Ferreira, C.; Viana da Fonseca, A.; Ramos, C.; Saldanha, A. S.; Amoroso, S.; Rodrigues, C. (2020). *Comparative analysis of liquefaction susceptibility assessment methods based on the investigation on a pilot site in the greater Lisbon area*. Bulletin of Earthquake Engineering, vol. 18, nº1, pp. 109-138. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00721-1>
- Foti, S.; Strobbia, C.; Rix, G.J.; Lai, C. (2014). *Surface Wave Methods for Near-Surface Site Characterization* (1st ed.). CRC Press. pp. 487. <https://doi.org/10.1201/b17268>
- Gouveia, F.; Viana da Fonseca, A.; Carrilho Gomes, R.; Teves-Costa, P. (2018). *Deeper Vs profile constraining the dispersion curve with the ellipticity curve: A case study in Lower Tagus Valley, Portugal*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 109, pp. 188-198. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.03.010>
- Hardin, B.O.; Richart, F.E.Jr. (1963). *Elastic wave velocities in granular soils*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 89, nº1, pp. 33-65.
- Hight, D. W. (2000). *Sampling Methods: Evaluation of Disturbance and New Practical Techniques for High Quality Sampling in Soils*. 7º Congresso Nacional de Geotecnia, Porto.
- Ishihara, K.; Harada, K.; Lee, W. F.; Chan, C. C.; Safiullah, A. M. M. (2016). *Post-liquefaction settlement analyses based on the volume change characteristics of undisturbed and reconstituted samples*. Soils and Foundations, vol. 56, nº3, pp. 533-546. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2016.04.019>
- Iwasaki, T.; Tatsuoaka, F.; Takagi, Y. (1978). *Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading*. Soils and Foundations, vol. 18, nº1, pp. 39-56. <https://doi.org/10.3208/sandf1972.18.39>
- Jamiolkowski, M.; Masella, A. (2015). *Geotechnical characterization of a tailings deposit in Poland—an update*. In S. Marchetti, P. Monaco, & A. Viana da Fonseca (Eds.), 3rd International Conference on the Flat Dilatometer, pp. 25-42. Rome, Italy.
- Jorge, C.; Vieira, A. (1997). *Liquefaction Potential Assessment - Application to the Portuguese Territory and to the Town of Setúbal*. Seismic Behaviour of Ground and Geotechnical Structures, Seco and Pinto (Eds.). pp. 33-43.
- La Rochelle, P.; Sarrailh, J.; Tavenas, F.; Roy, M.; Leroueil, S (1981). *Causes of sampling disturbance and design of a new sampler for sensitive clays*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 18, nº1, pp. 52-66. <https://doi.org/10.1139/t81-006>
- Ladd, C. C.; DeGroot, D. J. (2003). *Recommended Practice for Soft Ground Site Characterization: Arthur Casagrande Lecture*. Proceedings of 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, pp. 55, Cambridge, United States of America.
- Lai, C.; Bozzoni, F.; Conca, D.; Famà, A.; Özcebe, A. G.; Zuccolo, E.; Meisina, C.; Bonì, R.; Bordoni, M.; Cosentini, R. M.; Martelli, L.; Poggi, V.; Viana da Fonseca, A.; Ferreira, C.; Rios, S.; Cordeiro, D.; Ramos, C.; Molina Gómez, F.; Coelho, C.; Logar, J.; Maček, M.; Oblak, A.; Ozcep, F.; Bozbey, I.; Oztoprak, S.; Sargin, S.; Aysal, N.; Oser, C.; Kelesoglu, M. K. (2020). *Technical guidelines for the assessment of earthquake induced liquefaction hazard at urban scale*. Bulletin of Earthquake Engineering, Special Issue: The H2020 European Project LIQUEFACT, <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00951-8>

- Landon, M. M.; DeGroot, D. J.; Sheahan, T. C. (2007). *Nondestructive Sample Quality Assessment of a Soft Clay Using Shear Wave Velocity*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 133, n°4, pp. 424-432. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(2007\)133:4\(424\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2007)133:4(424))
- Lee, J. -S.; Santamarina, J. C. (2005). *Bender Elements: Performance and Signal Interpretation*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 131, n°9, pp. 1063-1070. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2005\)131:9\(1063\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:9(1063))
- Lee, W. F.; Ishihara, K.; Chen, C.-C. (2012). *Liquefaction of silty sand – preliminary studies from recent Taiwan, New Zealand, and Japan earthquakes*. Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake, pp. 747–758, Tokyo.
- Lo Presti, D. C. F.; Pallara, O.; Lancellota, R.; Armandi, M.; Maniscalco, R. (1993). *Monotonic and cyclic loading behaviour of two sands at small strains*. Geotechnical Testing Journal, vol. 16, n°4, pp. 409-424. <https://doi.org/10.1520/GTJ10281J>
- Markham, C. S.; Bray, J.; Riemer, M.; Cubrinovski, M. (2016). *Characterization of Shallow Soils in the Central Business District of Christchurch, New Zealand*. Geotechnical Testing Journal, vol. 39, n° 6, pp. 20150244. <https://doi.org/10.1520/GTJ20150244>
- Molina-Gómez, F.; Ferreira, C.; Ramos, C.; Viana da Fonseca, A. (2020). *Performance of Gel-Push sampling in liquefiable soils*. Géotechnique Letters, vol. 10, pp. 1-6. <https://doi.org/10.1680/jgele.19.00073>
- Mori, K.; Sakai, K. (2016). *The GP sampler: a new innovation in core sampling*. In Lehane, Acosta-Martínez, and Kelly (eds) Geotechnical and Geophysical Site Characterisation 5. pp. 99-124, Sydney, Australia.
- Osterberg, J. O. (1973). *An improved hydraulic piston sampler*. In 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 317–321, Moscow.
- Robertson, P. K. (2009). *Interpretation of cone penetration tests - a unified approach*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 46, n° 11, pp. 1337-1355. <https://doi.org/10.1139/T09-065>
- Robertson, P. K.; Cabal, K. L. (2010). *Estimating soil unit weight from CPT*. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, pp. 1-8, Huntington Beach, CA, USA.
- Saldanha, A. S.; Viana da Fonseca, A.; Ferreira, C. (2018). *Microzonation of the liquefaction susceptibility: case study in the lower Tagus valley*. Geotecnia, vol. 142, pp. 07-34. <http://dx.doi.org/10.24849/j.geot.2018.142.01>
- Santamarina, J.C.; Klein, K.A.; Fam, M.A (2001). *Soils and waves - Particulate materials behavior, characterization and process monitoring*. John Wiley & Sons, New York.
- Taylor, M. L.; Cubrinovski, M.; Haycock, I. (2012). *Application of new “Gel-push” sampling procedure to obtain high quality laboratory test data for advanced geotechnical analyses*. In 2012 NZSEE Conference, pp. 1–8, Christchurch, New Zeland.
- Teves-Costa, P.; Batlló, J. (2011). *The 23 April 1909 Benavente earthquake (Portugal): macroseismic field revision*. Journal of Seismology, vol. 15, n°1, pp. 59-70. <https://doi.org/10.1007/s10950-010-9207-6>
- Umehara, Y.; Chiaro, G.; Kiyota, T.; Hosono, Y.; Yagiura, Y.; Chiba, H. (2015). *Effectiveness of “Gel-Push” Sampling Technique to Retrieve Undisturbed Sandy Specimens for Liquefaction*

Test. 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Christchurch, New Zealand.

- Viana da Fonseca, A.; Ferreira, C. (2001). *Gestão da qualidade de amostragem em solos residuais e em solos argilosos moles, por análise comparativa de velocidades de ondas sísmicas in situ e em laboratório*. Actas da Workshop "Técnicas de Amostragem em Solos e Rochas Brandas e Controlo de Qualidade", FEUP, Porto, Portugal.
- Viana da Fonseca, A.; Ferreira, C. (2002a). *Aplicação da técnica de bender elements para avaliação da qualidade de amostragem em solos residuais*. Actas do XII COBRAMSEG, vol. 1, pp. 187-199. São Paulo, Brasil.
- Viana da Fonseca, A.; Ferreira, C. (2002b). *Bender elements como técnicas laboratoriais excelentes para avaliação de parâmetros geotécnicos referenciais*. Actas do 8º Congresso Nacional de Geotecnia, LNEC, Lisboa, Portugal.
- Viana da Fonseca, A.; Pineda, J. (2017). *Getting high-quality samples in "sensitive" soils for advanced laboratory tests*. Innovative Infrastructure Solutions, vol. 2, nº1, pp. 1-34. <https://doi.org/10.1007/s41062-017-0086-3>
- Viana da Fonseca, A.; Ferreira, C.; Fahey, M. (2009). *A framework interpreting bender elements, combining time-domain and frequency-domain methods*. Geotechnical Testing Journal, vol. 32, nº 2, 100974. <https://doi.org/10.1520/GTJ100974>
- Viana da Fonseca, A., Ferreira, C., Ramos, C. (2018). *Report on ground characterization of the four areas selected as testing sites by using novel techniques and advanced methodologies to perform in situ and laboratory tests*. Deliverable D 2.1 of the European H2020 LIQUEFACT research project, pp. 2:1-111.
- Viana da Fonseca, A., Ferreira, C., Coelho, C., Quintero, J., Rios, S., Millen, M., Cordeiro, D. (2019a). *Microzonation of the Lisbon Area in Portugal. Methodology for assessment of earthquake-induced risk of soil liquefaction at the four European testing sites (microzonation)*. Deliverable D 2.7 of the European H2020 LIQUEFACT research project, chpt. 3, pp. 63-157 (www.liquefact.eu: consultado em abril 2021).
- Viana da Fonseca, A.; Ferreira, C.; Ramos, C.; Molina-Gómez, F. (2019b). *The geotechnical test site in the greater Lisbon area for liquefaction characterisation and sample quality control of cohesionless soils*. AIMS Geosciences, vol. 5, nº2, pp. 325-343. <https://doi.org/10.3934/geosci.2019.2.325>
- Viana da Fonseca, A.; Molina-Gómez, F.; Ferreira, C.; Ramos, C. (2019c). *Getting high-quality samples for liquefaction testing in Portugal*. Final Report, LIQ2PROEARTH – PTDC/ECM-GEO/1780/2014, pp. 104 (<https://web.fe.up.pt/~viana/Final%20Report%20Exp%20Site%20Liq2ProEarth.pdf>: consultado em maio 2021)
- Yoshimi, Y., K. Tokimatsu and J. Ohara (1994), *In Situ Liquefaction Resistance of Clean Sands over a Wide Density Range*, Geotechnique, vol. 44, nº3, pp. 479-494. <https://doi.org/10.1680/geot.1994.44.3.479>

DF+ YOUR TRUST FIRST

**GEOLOGICAL, GEOTECHNICAL
ENGINEERING AND WATER
RESOURCES SOLUTIONS FOR THE
MINING SECTOR AND OTHERS.**



DF+ IS A COMPANY WITH A FOCUS ON THE MINERAL SECTOR AND MORE THAN 15 YEARS OF EXPERIENCE. WE OPERATE IN ALL PHASES OF A PROJECT, FROM FEASIBILITY STUDIES AND PROJECT DEVELOPMENT TO TECHNICAL MONITORING OF CONSTRUCTION AND MINE CLOSURE.

**JOIN OUR SOCIAL NETWORKS TO
KNOW MORE ABOUT OUR SERVICES.**



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

+55 31 2519-1001
comercial@dfmais.eng.br



**DF+ GEOTECHNICAL ENGINEERING
AND WATER RESOURCES**



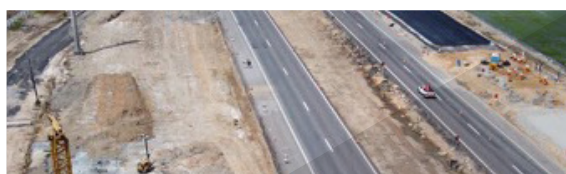
The Ground is our Challenge

PRINCIPAIS ÁREAS DE ATIVIDADE

Projeto, Fiscalização e Formação

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

www.jetsj.com



Praças de Pedágio, P2 e P3
Santa Catarina, Brasil



Poço de minério
Kamsar, Guiné



Biblioteca Central
e Arquivo Municipal
Lisboa, Portugal



Edifício Solar Santana
Lisboa, Portugal

Sede

Rua Julieta Ferrão, 12 - Escritório 1501

1600-131 LISBOA, Portugal

Tel.: [+351] 210 505 150 / 51

Email: info@jetsj.com

www.linkedin.com/company/jetsj-geotecnia-lda/

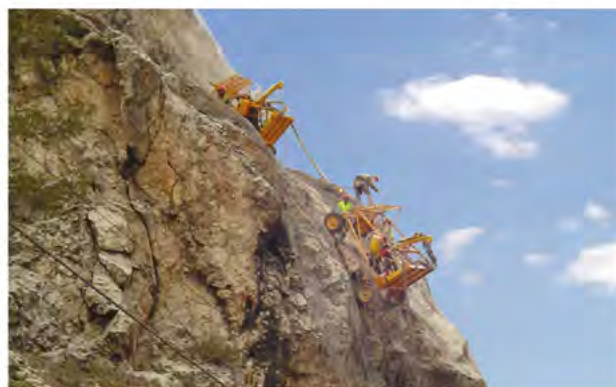


COBA



GEOLOGIA E GEOTECNIA

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



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



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

Av. Marquês de Tamar, 9, 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
Praça Farinha Leitão, edifício nº 27, 27-A - 2º Dto
Bairro do Maculusse, 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
Rua 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

Learn more about **GAWAC® 3.0 software**

Developed to support engineers, designers and students in a fast and reliable way to perform the analyzes of gabion retaining wall.

The great advantage of **GAWAC® 3.0** is the inclusion of the stability analysis in serviceability conditions, through the GSC (Gabion Serviceability Coefficient). This type of analysis allows the user to evaluate the cross sections of the gabion walls in the most suitable conditions through the best performance and optimization of the gabion materials. The software allows the user to choose the type of gabion with the coating and mesh technologically appropriate to the work environment, in addition to allowing the use of international standards, various calculation analyzes with a detailed printable report.



NEW SOFTWARE FEATURES

- New **user-friendly** interface;
- Consider the **influence of the mesh**;
- **Service Limit State (SLS)** and **Ultimate Limit State (ULS)** are considered in the stability analysis;
- Consider the **long-term performance of the gabion** based on the type of mesh and coating;
- **Serviceability conditions** performed by layer;
- Optimized design with the use of **Strong Face Gabion**.



**GABION
STRONG
FACE**



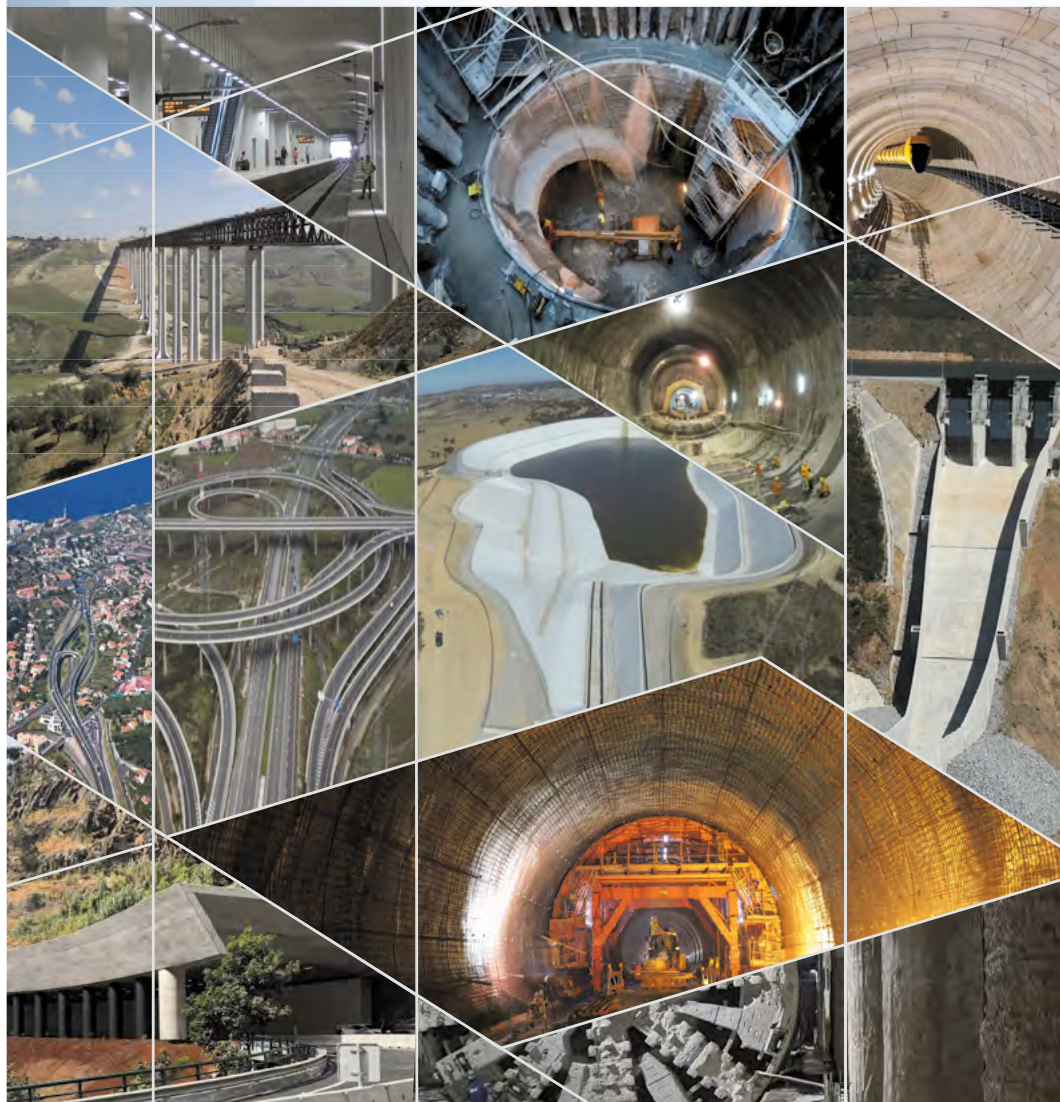
Visit our website to **learn more**
about **Strong Face Gabion** and
download **GAWAC® 3.0**.



/maccaferri /maccaferrimatriz @Maccaferri_BR /MaccaferriWorld /maccaferriworld



BUILDING THE WORLD, BETTER



Consultoria em Engenharia e Arquitetura

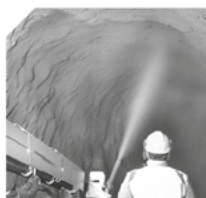
Geologia, Geotecnia, Fiscalização de Obras Geotécnicas

Barragens de Aterro, Obras Subterrâneas, Estruturas de Suporte

Fundações Especiais, Tratamento de Terrenos, Geomateriais

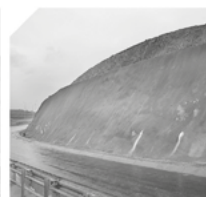


TPF - CONSULTORES DE ENGENHARIA E ARQUITETURA, S.A.
www.tpf.pt



- > **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

Certificado ISO 9001 por



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


Geocontrol
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA

PIONEERING AND INNOVATION

SINCE 1921

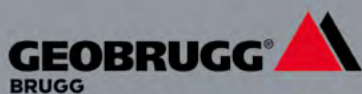
 **TEIXEIRA DUARTE**
ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES, S.A.

PORT FACILITY CONSTRUCTION
NACALA - MOZAMBIQUE

LICENCE NO. 24 - PUB



Building a better world.
teixiraduarteconstruction.com



Safety is our nature

SISTEMAS DE ALERTA E MONITORAMENTO

Sistemas de Alerta e Alarme

Ideal para identificação de agentes
deflagradores e monitoramento de
eventos

Rua Visconde de Pirajá, 82 | Ipanema
22410-003 | Rio de Janeiro | RJ | Brasil.
Tel.: + 55 21 3624.1449
www.geobrugg.com

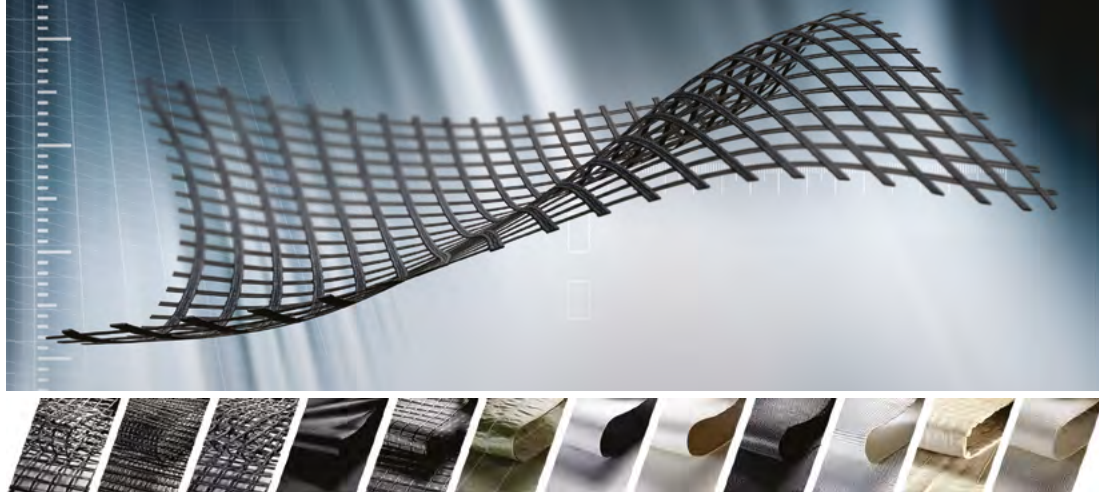


Parceria:





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



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.tecnlab.pt

Manufacturer



ACE INSTRUMENT CO., LTD.
The first value in Geotechnical & Structural Instrumentation
A: 9, Dangiung-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

BELGO
GeoTech

Belgo Bekaert Arames

 ArcelorMittal

 **BEKAERT**
Tela e Fio de Aço

APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS

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

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

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

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

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

PRESENTACIÓN DE ORIGINALES

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

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

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

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

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

3 Influência da geometria das ligações no comportamento hidro-mecânico de areias tratadas com cimento

Influence of bond geometry on the hydro-mechanical behaviour of sands treated with cement

Rafaela Cardoso

17 Mapeamento do risco de fluxo de detritos com base em modelo GIS

Mapping of debris flow risk areas based on a GIS model

Paula Morais Canedo de Magalhães, Alberto S. F. Jardim Sayão

41 Qualidade de amostras “indeformadas” em solos não coesivos recolhidas com procedimentos avançados

Quality of “undisturbed” samples of cohesionless soils collected with advanced procedures

Catarina Ramos, Fausto Molina-Gómez, Cristiana Ferreira, António Viana da Fonseca