

COMPORTAMENTO CÍCLICO E DINÂMICO DE UMA AREIA SILTOSA ARTIFICIALMENTE CIMENTADA

Cyclic and dynamic behaviour of an artificially cemented silty sand

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

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

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

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

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

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

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

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

1 – INTRODUÇÃO

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

2 – MATERIAIS E PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

2.1 – Materiais

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

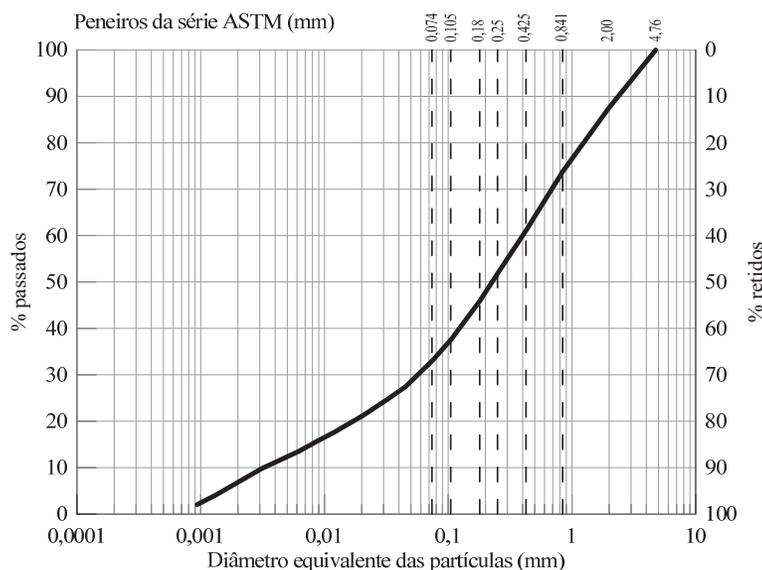


Fig. 1 – Curva granulométrica da areia siltosa

Quadro 1 - Parâmetros físicos da areia siltosa

γ_s kN/m ²	D ₅₀ mm	C _u	C _c	w _L %	w _P %
26,6	0,25	113	2,72	34	31

sendo γ_s o peso volúmico das partículas sólidas, D₅₀, o diâmetro efetivo, C_u o coeficiente de uniformidade, C_c o coeficiente de curvatura, w_L o limite de liquidez e w_P o limite de plasticidade.

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

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

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

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

2.2 – Descrição do equipamento utilizado

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

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

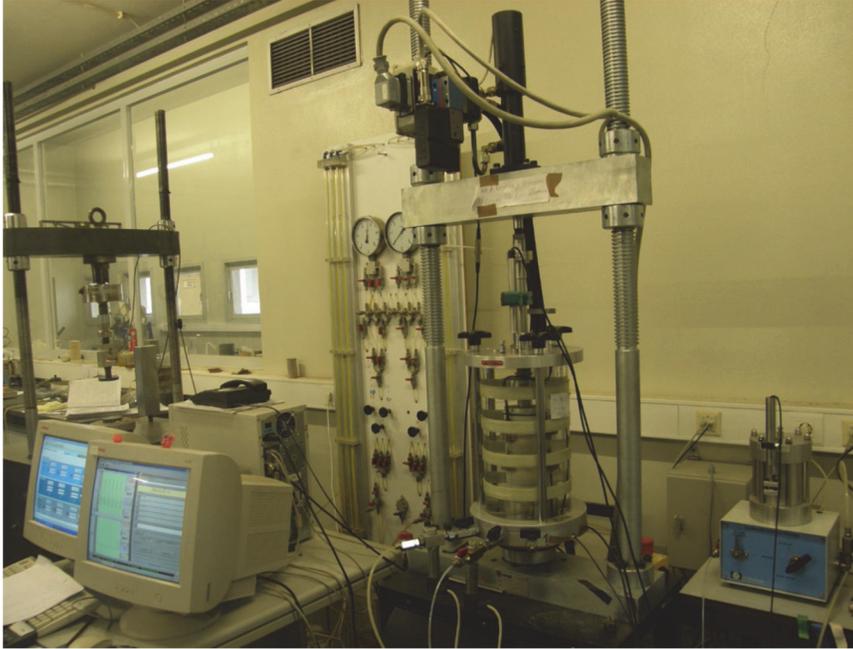


Fig. 2 – Fotografia do equipamento usado para os ensaios triaxiais cíclicos (Panico, 2018)

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



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

dispositivo de aquisição de dados e amplificador que se liga diretamente ao computador através de um programa específico que permite operar como um osciloscópio (Figura 3).

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

$$G_0 = \rho V_S^2 \quad (1)$$

2.3 – Preparação dos provetes e procedimentos de ensaio

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

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

Ao colocar os provetes na câmara triaxial era iniciada a percolação de água desaerada pelos interstícios interparticulares de forma a eliminar as bolhas de ar mais significativas. A percolação durava pelo menos 24h até que o volume de água percolada fosse superior a duas vezes o volume de vazios da amostra. A saturação foi efetuada a uma taxa de 20kPa/h mantendo uma tensão efetiva de 10kPa, até que a pressão intersticial atingisse 500kPa. Esta pressão foi mantida durante 24h de forma a assegurar a saturação dos provetes. De seguida, o provete era consolidado isotropicamente ($\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$) até à tensão média efetiva requerida aumentando a pressão na célula, e depois deixando estabilizar até que a variação de volume estabilizasse completamente. O carregamento cíclico era do tipo sinusoidal com uma frequência de 1 Hz, como se indica na Figura 4 (Viana da Fonseca et al., 2013).

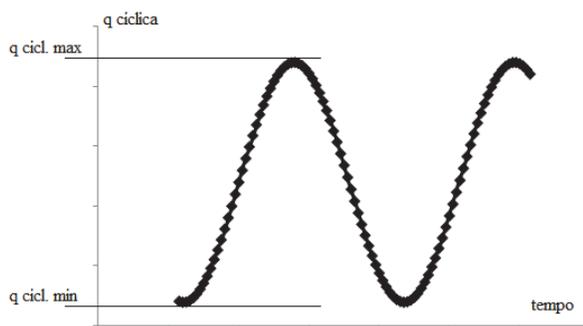


Fig. 4 – Esquema da forma do carregamento cíclico sinusoidal adotado

2.4 – Definição e características das misturas

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

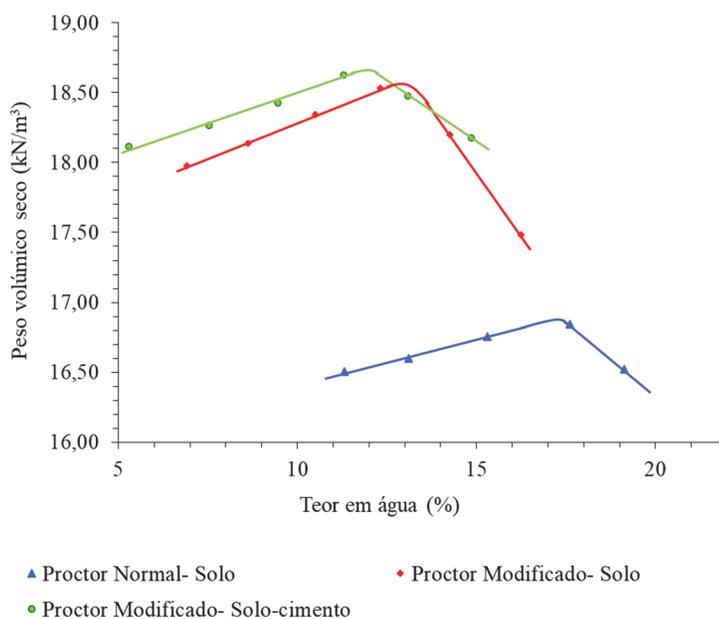


Fig. 5 – Resultados de ensaios Proctor Normal e Modificado em provetes de solo natural e de solo-cimento com 3% de cimento.

No Quadro 2 apresentam-se as características das misturas estudadas em função da percentagem de cimento (%C) definida como 188 a percentagem da massa de cimento relativamente à massa de solo seco, o peso volúmico seco (γ_d), o teor em água da mistura (w), o índice de vazios na moldagem (e_0), o índice $n/C_{iv}^{0,21}$, e o tempo de cura para o qual foi realizado o ensaio cíclico.

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

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

Quadro 2 - Características das misturas estudadas

Mistura	C %	γ_d kN/m ³	e_0	w %	$n/C_{iv}^{0,21}$	Tempo de cura
Ensaaios para a avaliação do comportamento segundo a norma europeia						
1.1	2	16,7	0,60	12	36	7 dias
1.2	5	17,0	0,58	12	29	7 dias
Ensaaios para a avaliação do comportamento a longo prazo						
2.1	0	15,5	0,75	12	-	28 dias
2.2	3	15,6	0,75	12	40	28 dias
2.3	5	15,7	0,75	12	36	28 dias
2.4	7	15,7	0,75	12	33	28 dias
2.5	0	17,0	0,60	12	-	28 dias
2.6	3	17,1	0,60	12	34	28 dias
2.7	5	17,1	0,60	12	31	28 dias
2.8	7	17,2	0,60	12	29	28 dias
2.9	3	16,5	0,65	12	36	28 dias

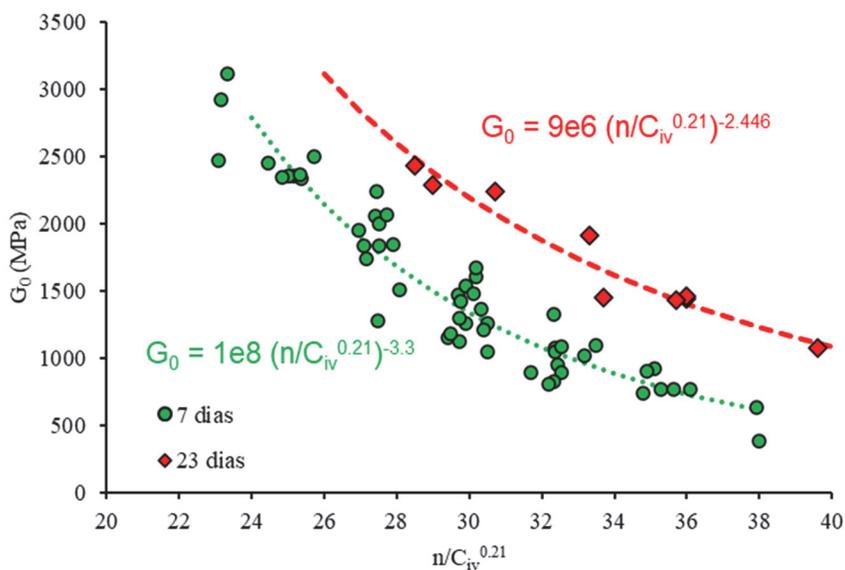


Fig. 6 – Relação entre o índice porosidade/cimento e o módulo de corte dinâmico após 7 e 23 dias de cura

3 – AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO CÍCLICO SEGUNDO A NORMA EUROPEIA

3.1 – Definição das condições de ensaio

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

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

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

3.2 – Avaliação do módulo resiliente (ensaio tipo 1)

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

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

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

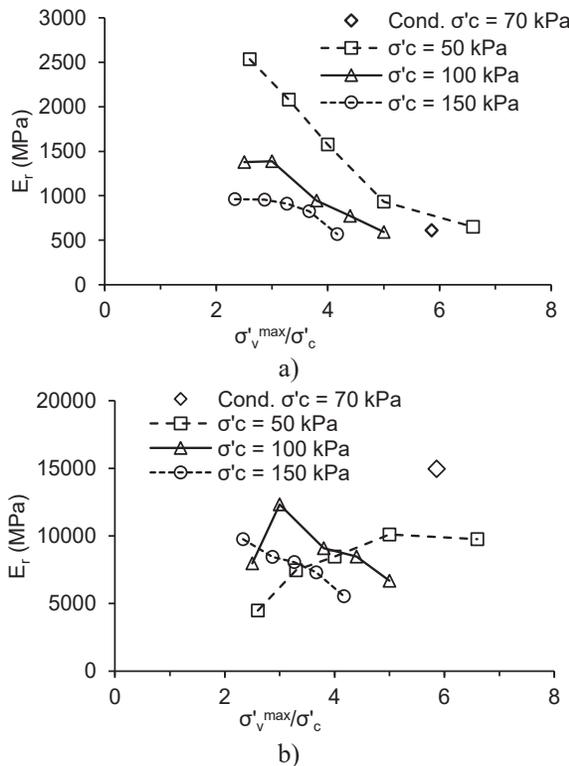


Fig. 7 – Evolução do módulo resiliente com o nível de carga para cada tensão de confinamento: a) mistura 1.1; b) mistura 1.2

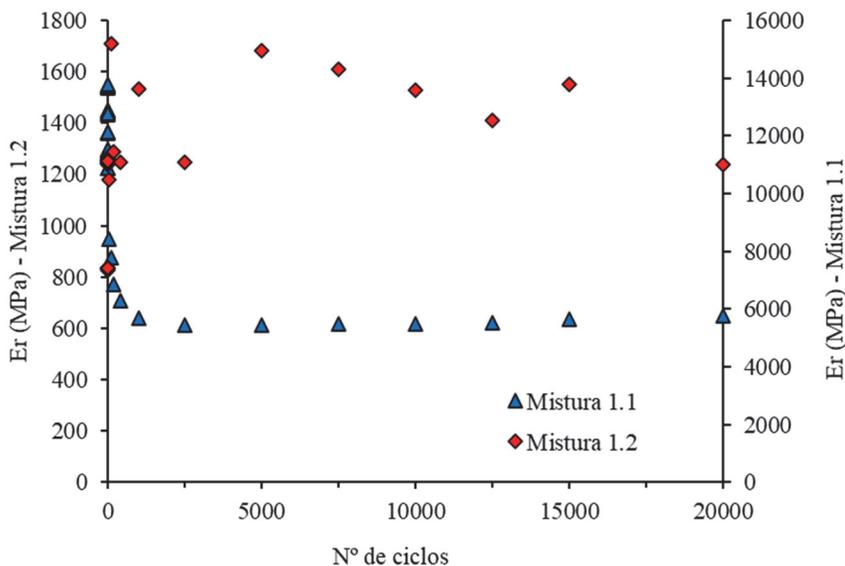


Fig. 8 – Evolução do módulo resiliente durante o condicionamento: a) mistura 1.1; b) mistura 1.2

3.3 – Avaliação da deformação permanente (ensaios tipo 2)

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

$$taxa \varepsilon_p = \frac{\varepsilon_p}{n^\circ \text{ de ciclos}} \quad (2)$$

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

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

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

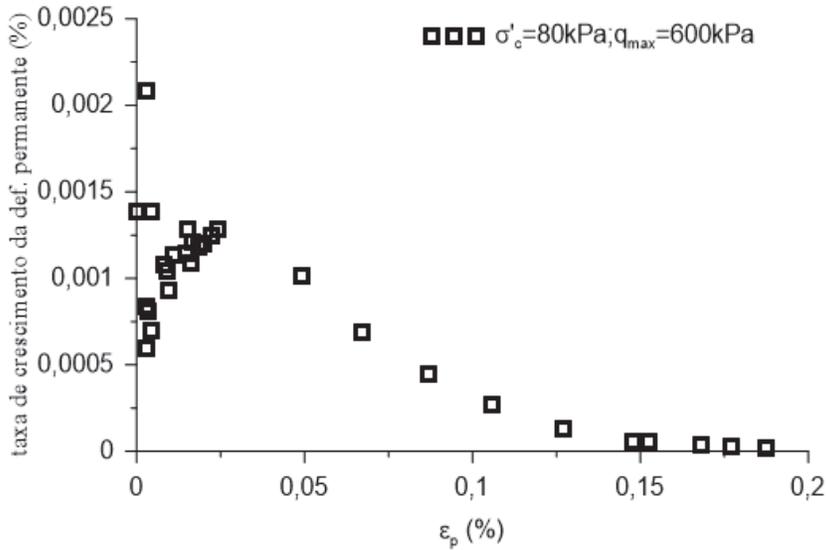


Fig. 9 – Taxa de crescimento da deformação permanente em função da deformação permanente vertical na mistura 1.1

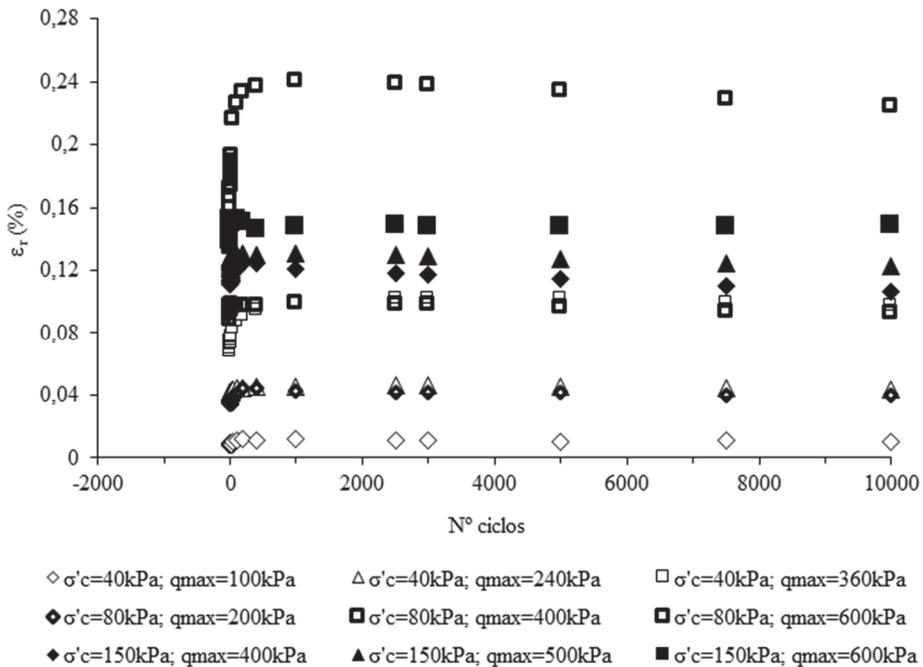


Fig. 10 – Deformação resiliente vertical em função do número de ciclos para a mistura 1.1

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

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

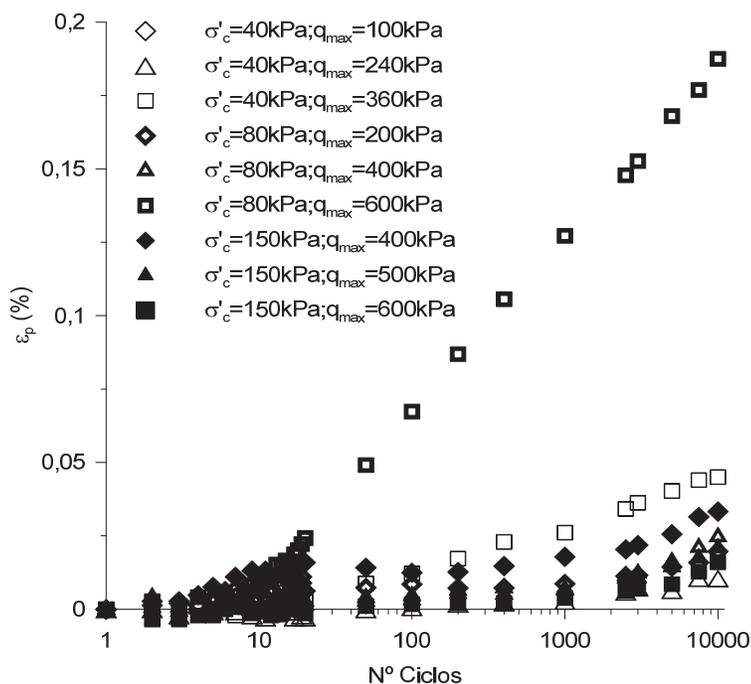


Fig. 11 – Deformação permanente vertical em função do número de ciclos para a mistura 1.1

Quadro 4 – Deformação permanente acumulada entre os 5000 e os 3000 ciclos para cada mistura em função do nível de tensão

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

A classificação pode ser feita também através da deformação permanente acumulada entre os 5000 e 3000 ciclos, como apresentado no Quadro 4. Verifica-se que esta deformação é sempre inferior a 0,0045%, exceto para o nível de tensão correspondente a $\sigma'_c=80$ kPa e $q_{max}=600$ kPa da mistura 1.1 em que esse valor fica entre 0,0045% e 0.04%. Como na norma o valor de 0,0045% corresponde à deformação associada ao limite de Shakedown Plástico e o valor de 0,04% corresponde ao valor do limite de Fluência Plástica, os resultados do Quadro 4 confirmam a classificação de tipo A para todos os casos exceto um, classificado de tipo B (nível de tensão correspondente a $\sigma'_c=80$ kPa e $q_{max}=600$ kPa da mistura 1.1).

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

4.1 – Definição das condições de ensaio

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

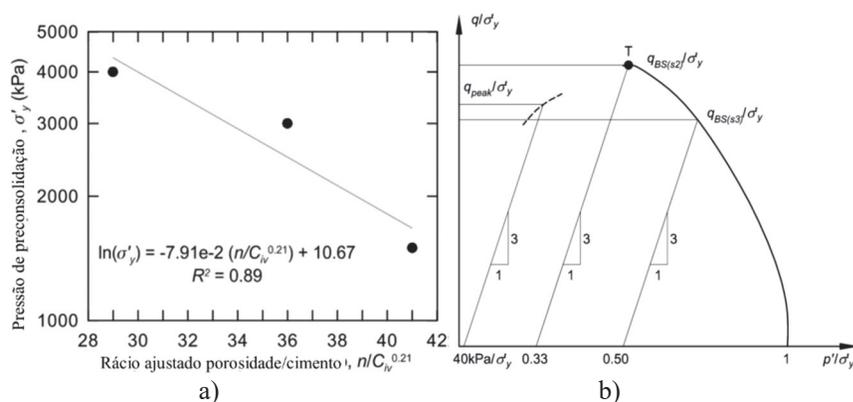


Fig. 12 – Regressão linear entre pressão de pré-consolidação e o índice porosidade/cimento (a); espaço de tensões normalizado pela pressão de pré-consolidação no qual se indicam os níveis de confinamento para os três conjuntos de ensaios cíclicos drenados (b)

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

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

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

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

4.2 – Avaliação do comportamento drenado com baixo confinamento

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

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

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

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

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

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

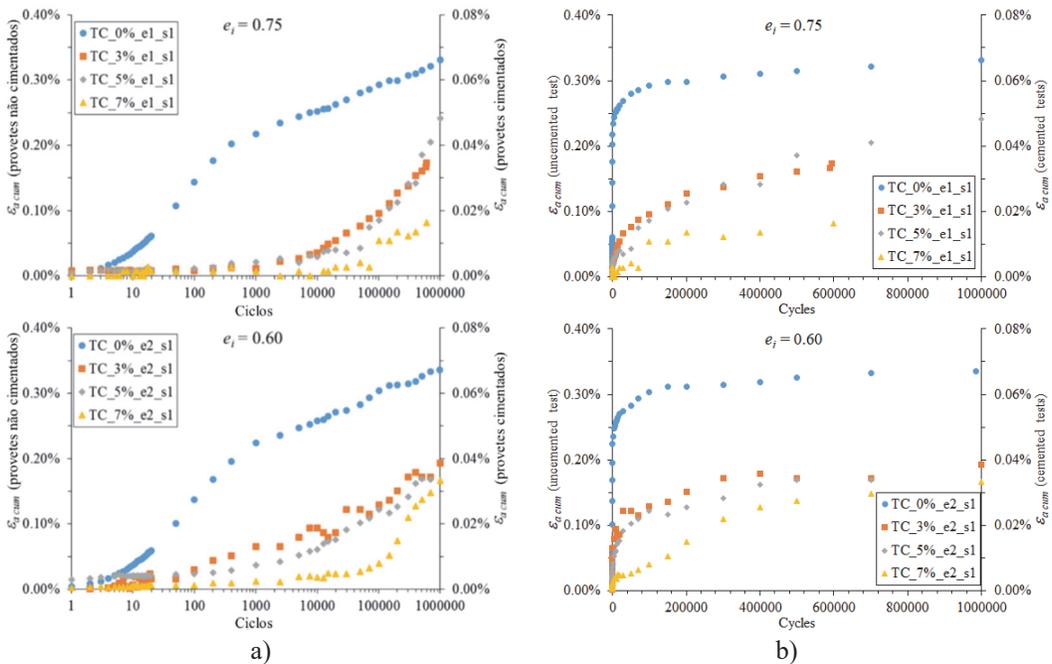


Fig. 13 – Deformação axial acumulada com o número de ciclos (primeiro conjunto de ensaios): a) escala semi-logarítmica; b) escala linear

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

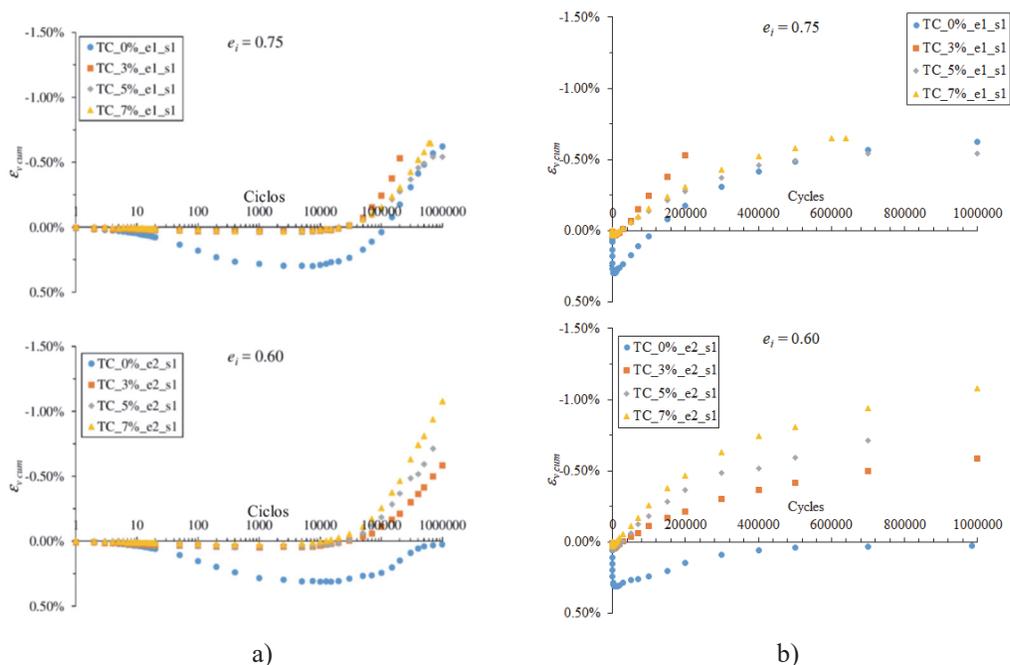


Fig. 14 – Deformação volumétrica acumulada com o número de ciclos (primeiro conjunto de ensaios): a) escala semi-logarítmica; b) escala linear

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

4.3 – Avaliação do comportamento drenado com confinamento médio

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

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

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

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

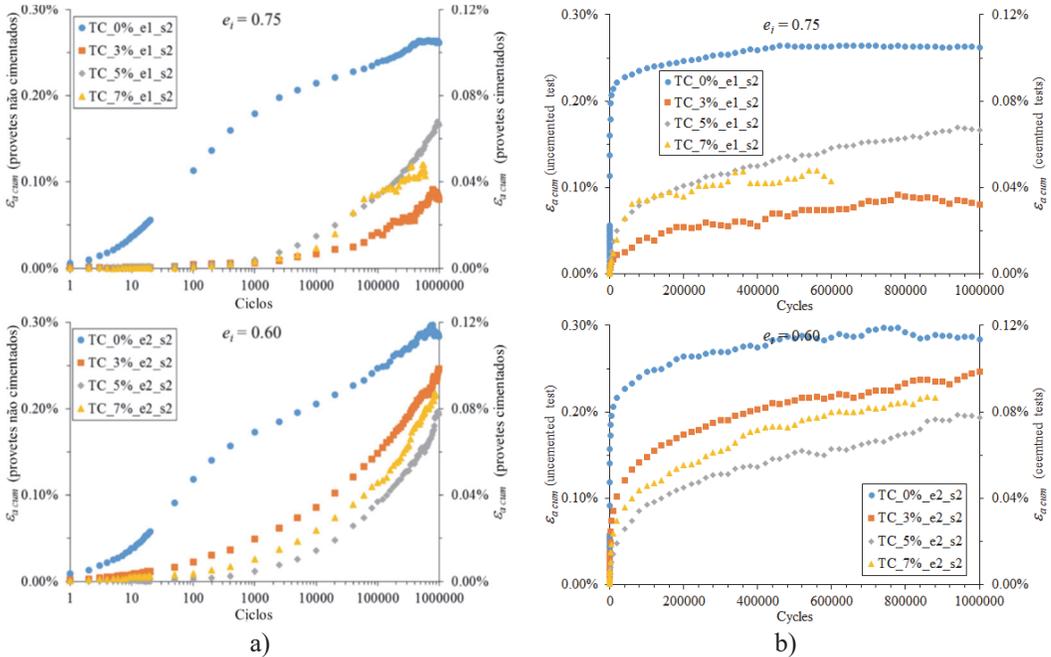


Fig. 15 – Deformação axial acumulada com o número de ciclos (segundo conjunto de ensaios): a) escala semi-logarítmica; b) escala linear

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

No presente estudo, na hipótese de que a mecânica dos estados críticos seja extensível ao campo do carregamento cíclico dos solos cimentados, foi escolhida uma tensão de confinamento intermédia para os ensaios, com o intuito de investigar uma área do domínio elástico menos conhecida. Os

resultados reportados nos gráficos mostram uma evolução da deformação volumétrica acumulada ao longo dos ciclos de carga que oscila entre os dois domínios clássicos antes descritos. Todos os provetes exibem um comportamento contrativo nos primeiros 10000 ciclos. A seguir, alguns deles mostram o comportamento típico do lado seco, com uma inversão de sinal e o desenvolvimento de um comportamento dilatante. É o caso por exemplo dos ensaios TC_0%_e1_s2 ou TC_3%_e2_s2. Outros provetes mostram um comportamento diferente, com uma dupla mudança de sentido: após a inicial compressão, a deformação acumulada inverte o sentido, de dilatância (variação negativa de volume) para contração (variação positiva de volume) típica do lado húmido. É o caso dos ensaios TC_3%_e1_s2, TC_5%_e2_s2 e TC_7%_e2_s2. Salienta-se o facto que nos gráficos o eixo horizontal se referir ao número de ciclos de carga, mas a forma das curvas fica sensivelmente inalterada quando o eixo é substituído pela deformação axial acumulada.

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

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

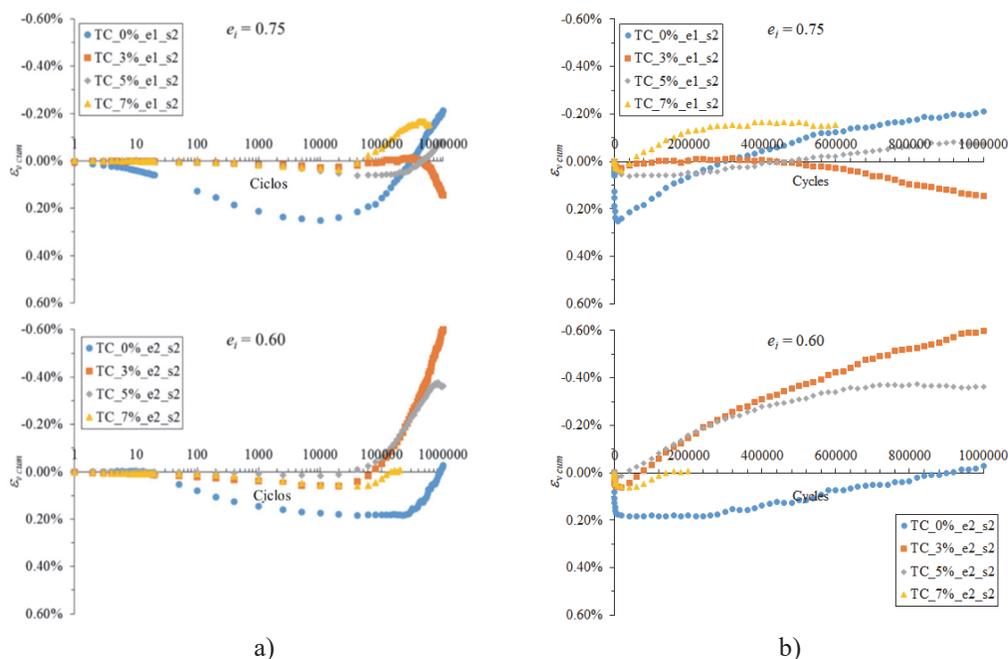


Fig. 16 – Deformação volumétrica acumulada com o número de ciclos (segundo conjunto de ensaios): a) escala semi-logarítmica; b) escala linear

4.4 – Avaliação do comportamento drenado com elevado confinamento

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

uma resposta solta e compressível. Apesar destas tensões serem mais elevadas, situam-se ainda, numa região afastada da superfície de cedência.

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

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

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

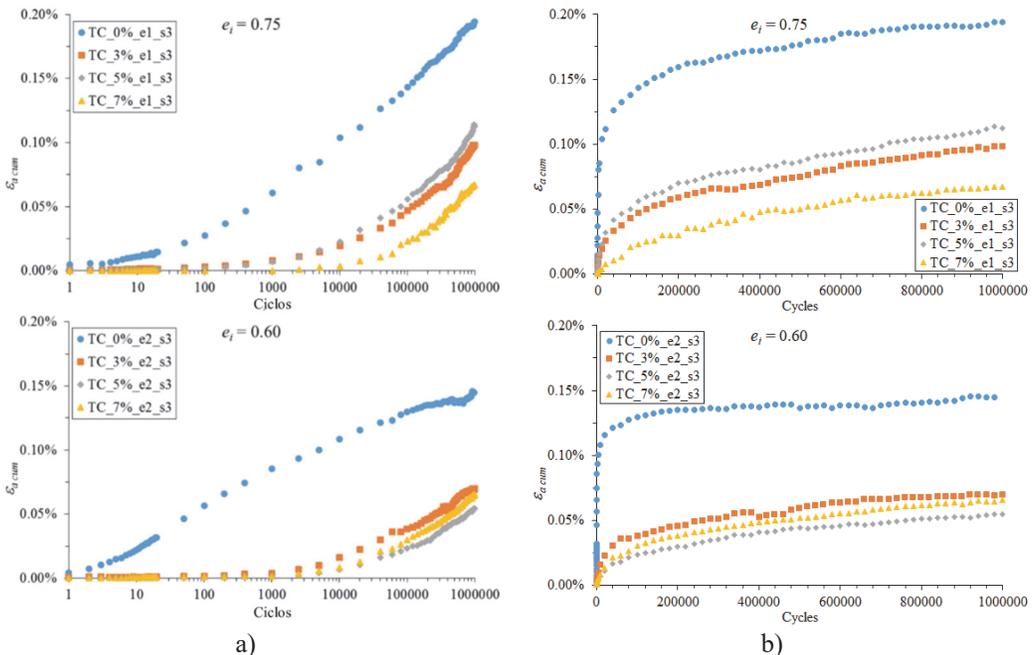


Fig. 17 – Deformação axial acumulada com o número de ciclos (terceiro conjunto de ensaios):
a) escala semi-logarítmica; b) escala linear

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

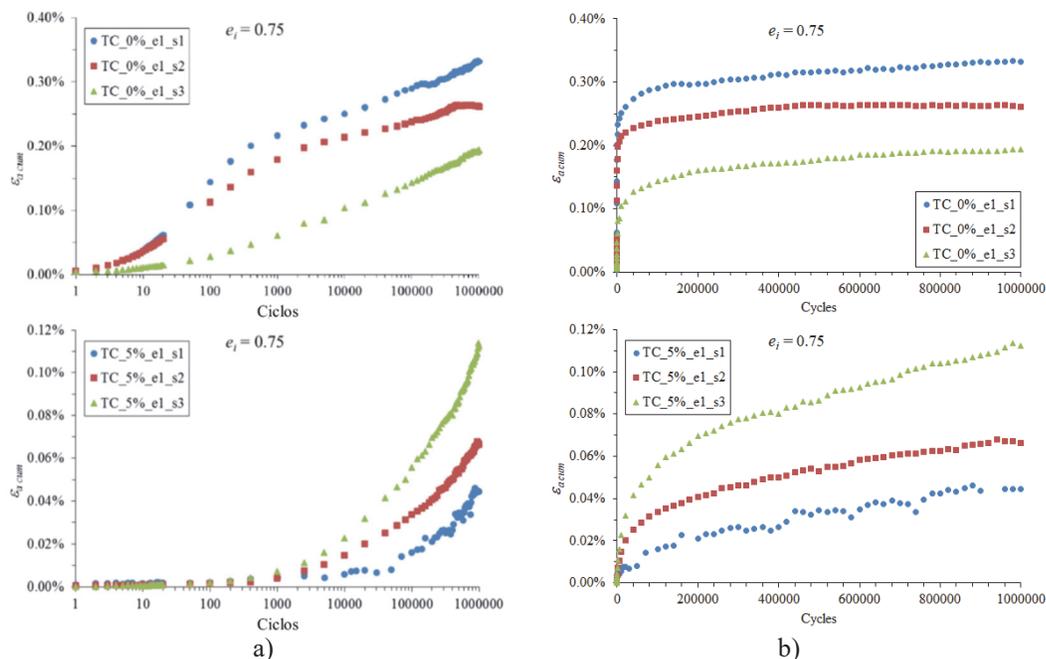


Fig. 18 – Exemplo de comparação entre ensaios em provetes idênticos e três diferentes níveis de confinamento: provete não cimentado 0%_e1 (acima) e provete cimentado 5%_e1 (abaixo): a) escala semi-logarítmica; b) escala linear

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

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

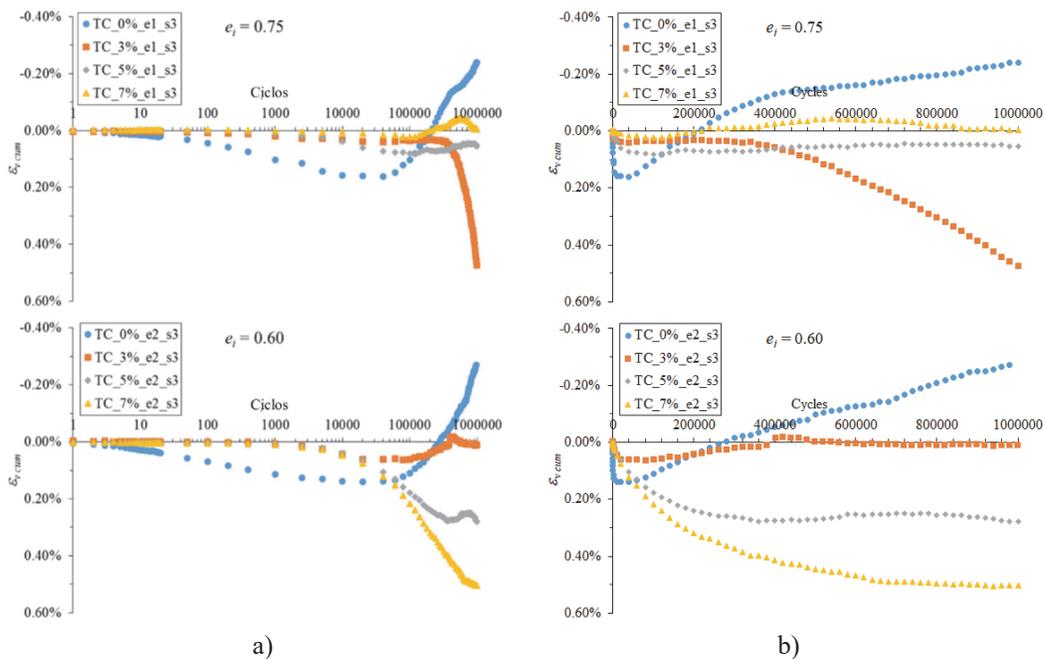


Fig. 19 – Deformação volumétrica acumulada com o número de ciclos (terceiro conjunto de ensaios): a) escala semi-logarítmica; b) escala linear

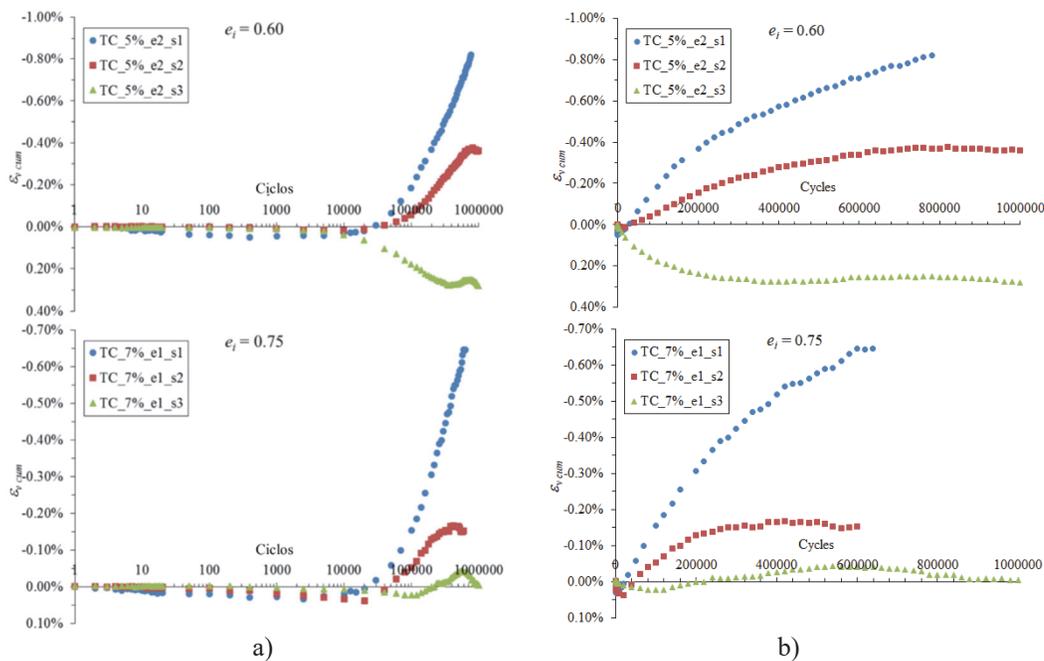


Fig. 20 – Exemplo de comparação entre deformações volumétricas acumuladas em provetes idênticos sujeitos a três diferentes níveis de confinamento: ensaio 5%_e2 (acima) e 7%_e1 (em baixo): a) escala semi-logarítmica; b) escala linear

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

4.5 – Avaliação do comportamento não drenado

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

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

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

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

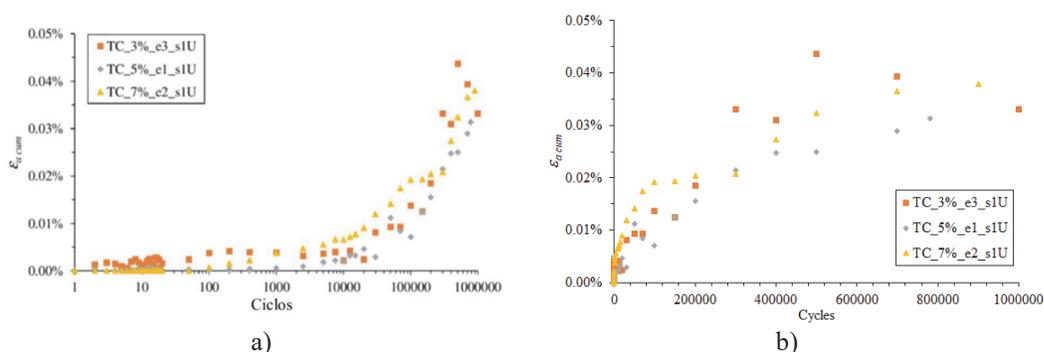


Fig. 21 – Deformação axial acumulada com o número de ciclos (ensaios não drenados): a) escala semi-logarítmica; b) escala linear

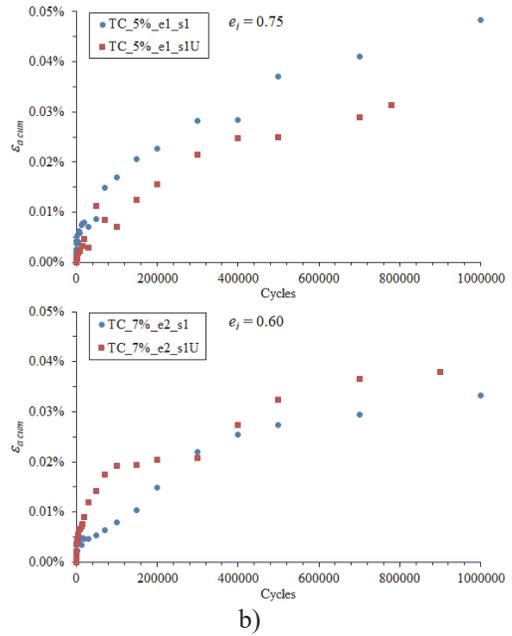
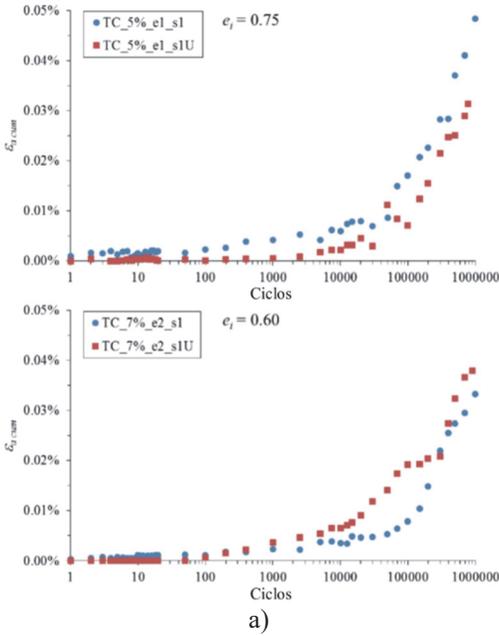


Fig. 22 – Comparação entre ensaios drenados e não drenados sobre provetes com iguais características e igual confinamento inicial: a) escala semi-logarítmica; b) escala linear

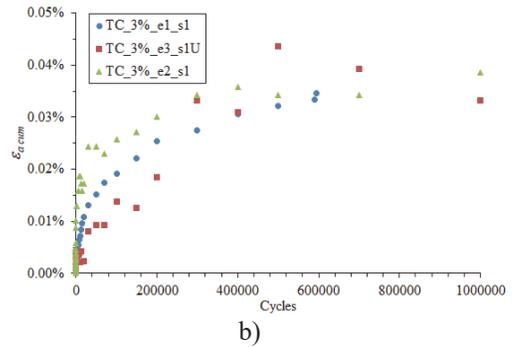
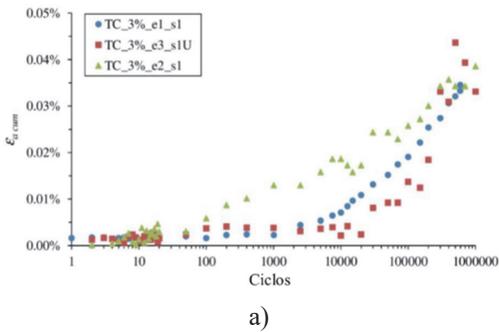


Fig. 23 – Comparação entre ensaios drenados e não drenados sobre provetes com teor em cimento de 3%: a) escala semi-logarítmica; b) escala linear

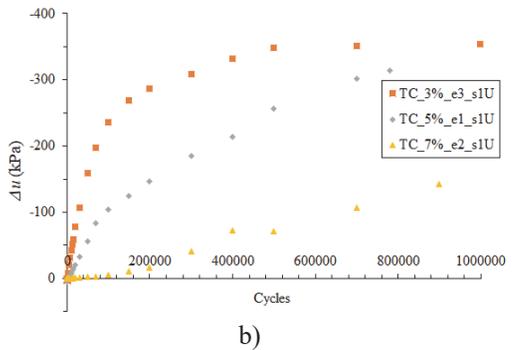
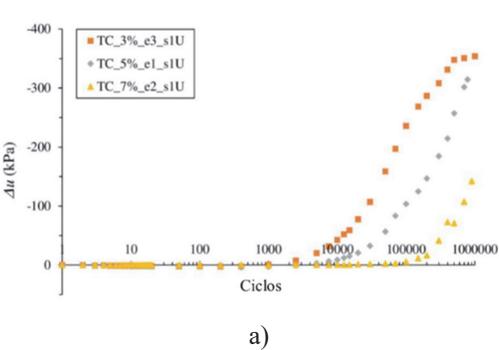


Fig. 24 – Variação da pressão intersticial com o número de ciclos (ensaios não drenados): a) escala semi-logarítmica; b) escala linear

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

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

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

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

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

6 – AGRADECIMENTOS

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

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

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

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