

CEDÊNCIA ESTRUTURAL DO SOLO MOLE DO BAIXO MONDEGO ESTABILIZADO QUIMICAMENTE

STRUCTURAL YIELDING OF THE SOFT SOIL OF BAIXO MONDEGO CHEMICALLY STABILISED

Silveira, Rui E. I.; *FCTUC, Coimbra, Portugal, ruisilveira@uc.pt*
Correia, António A. S.; *FCTUC, Coimbra, Portugal, aalberto@dec.uc.pt*
Venda Oliveira, Paulo J.; *FCTUC, Coimbra, Portugal, pjvo@dec.uc.pt*

RESUMO

No âmbito das investigações referentes à técnica de estabilização profunda de solos por recurso à mistura do solo com materiais com propriedades cimentícias, são apresentados nesta comunicação resultados do corte triaxial de amostras do solo mole do Baixo Mondego estabilizado quimicamente. O solo estabilizado quando sujeito ao corte triaxial, e para baixos níveis de tensões de consolidação, exhibe um comportamento caracterizado por um traço inicial aparentemente elástico, limitado por um ponto de cedência estrutural (entendido como o ponto a partir do qual as deformações plásticas se intensificam, ou seja, se inicia a quebra das ligações cimentícias), seguido de rotura do tipo frágil (caracterizada pela quebra abrupta das ligações cimentícias com o conseqüente decréscimo da tensão de corte).

ABSTRACT

On the scope of the research of the chemical stabilization of the soft soil of Baixo Mondego, this paper presents some results of triaxial tests following a compression path with undrained and drained conditions. For lower consolidation stress states, the behavior of the stabilized soil under triaxial shear is characterized by an initial section quasi-elastic, limited by a structural yield point (defined as the point from where the plastic deformations significantly increase, i. e., the start point of the breakage of the cementitious bonds), followed by a brittle failure (characterized by the sudden breakage of the cementitious bonds with the consequent decrease of the shear stress).

1 - INTRODUÇÃO

A estabilização química de um solo consiste na introdução de materiais com propriedades aglomerantes, os quais desencadeiam o desenvolvimento de interações físico-químicas que conduzem à alteração do comportamento mecânico do solo uma vez estabilizado. Estas alterações dependem do tipo e da quantidade de ligante, assim como das características e condições do solo base (Terashi, 1997).

Os materiais com propriedades aglomerantes (também designados por ligantes ou agentes estabilizadores) podem ser introduzidos no solo por via seca ou por via húmida (sob a forma de calda). No método seco o ligante é adicionado ao solo utilizando ar comprimido, originando o decréscimo do teor em água no solo estabilizado, alcançando maiores resistências mecânicas com menores quantidades de ligante. A estabilização química por via húmida caracteriza-se pela mistura do solo com uma calda de ligante, proporcionando uma mais fácil uniformização da mistura solo-ligante e uma maior versatilidade quanto à natureza e características dos solos, sendo possível aplicar a técnica desde solos moles até rochas brandas (Correia et al., 2010).

Não obstante a amplitude de materiais nos quais se pode aplicar a técnica de estabilização química, esta tem sido intensamente aplicada com grande sucesso em depósitos de solos moles.

Os ligantes adicionados ao solo aquando do processo de estabilização apresentam-se como de extrema importância, pois promovem interações de natureza físico-química com as partículas de solo e a água envolvente, levando à alteração do comportamento mecânico do material daí resultante. As características físico-químicas do solo original determinam a escolha dos ligantes a utilizar no processo de melhoramento químico (EuroSoilStab, 2001).

Na maioria dos casos, o cimento Portland e a cal são os ligantes mais utilizados mas, atualmente, existem já no mercado inúmeros outros agentes capazes de conferir ao solo original melhorias significativas nas suas características mecânicas (Kitazume & Terashi, 2002).

Face à complexidade das interações físico-químicas e ao elevado número de fatores que influenciam a mistura solo-ligante(s)-água, não é possível prever, à luz do atual estado do conhecimento, qual o comportamento mecânico do solo melhorado sem o recurso a estudo laboratorial, estudo este requerido

por imposição normativa (EN 14679, 2005). Esse estudo envolve, entre outros, a realização de ensaios laboratoriais, os quais são conduzidos sobre amostras preparadas em laboratório, devendo a sua preparação obedecer a determinados critérios de modo a garantir a homogeneidade e reprodutibilidade das amostras, bem como a assegurar, na medida do possível, a reprodução das condições de campo.

Neste trabalho apresenta-se um estudo conduzido sobre amostras estabilizadas quimicamente em laboratório. O solo de base é o solo mole do Baixo Mondego, tendo-se recorrido aos ligantes Cimento Portland I 42,5R e Escórias granuladas de alto forno, aplicados numa proporção 75/25, referente à massa seca, na quantidade de 175kg/m^3 , conforme Correia (2011). Com o objetivo de melhorar a qualidade das amostras e assegurar a sua reprodutibilidade, foi decidido incrementar o teor em água do solo natural, para um valor de, aproximadamente, 100%, simulando, desta forma, o processo de estabilização química por via húmida aplicado em campo.

Seguidamente descrevem-se os materiais utilizados e o procedimento laboratorial adotado.

2 - ENSAIOS LABORATORIAIS

2.1 - Características dos Materiais

Desde o início da década de 90 do século passado que o depósito de solos moles do Baixo Mondego tem sido objeto de extensa caracterização geotécnica, nomeadamente por Soares (1995), Coelho (2000), Correia (2011), entre outros. Trata-se de um depósito aluvionar geologicamente recente, apresentando uma espessura aproximadamente constante de 20m. Dada a uniformidade do depósito, o presente estudo tem como base amostras de solo retiradas de uma profundidade de, aproximadamente, 2,5m. O solo a esta profundidade foi exaustivamente estudado mediante o recurso a ensaios de campo e laboratoriais (baseados em amostras intactas e amostras reconstituídas) por Correia (2011), apresentando-se no Quadro 1 e no Quadro 2 as suas principais características.

Quadro 1 - Caracterização Geotécnica do Solo Mole do Baixo Mondego (Correia, 2011).

G	w_{nat} (%)	γ_{sat} (kN/m^3)	e_{nat}	Granulometria (%)	Plasticidade (%)	OM (%)	Classificação Unificada	c_u (kPa)
2,555	80,87	14,56	2,11	Argila = 8-12 Silte \approx 71 Areia = 17-21	$w_L = 71$ $w_P = 42,8$ IP = 28,2	8	OH de alta plasticidade	< 25

Quadro 2 – Propriedades Químicas do Solo Mole do Baixo Mondego.

CaO (%)	SiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	Fe ₂ O ₃ (%)	MgO (%)	K ₂ O (%)
0,74	62,00	16,00	4,80	1,10	3,00

Neste estudo procedeu-se à estabilização do solo mole com recurso à mistura de dois ligantes, Cimento Portland Tipo I 42,5R (origem no Centro de Produção de Souselas, Cimpor) e Escória Granulada de Alto Forno (origem na Betão Liz, Prescor, Cimpor), numa proporção em massa de 75/25, respetivamente. Algumas características químicas e mecânicas dos ligantes são apresentados no Quadro 3.

Quadro 3 - Características Químicas e Mecânicas dos Ligantes (valores médios) (Correia 2011).

CaO (%)	SiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	Fe ₂ O ₃ (%)	MgO (%)	Perda ao Fogo (%)	S (m^2/kg)	Massa Volúmica (g/cm^3)	Resistência à Compressão (28 dias) (MPa)
Cimento Portland Tipo I 42,5R								
63,02	19,70	5,23	2,99	2,38	1,74	321,50	3,18	50,40
Escória Granulada de Alto Forno								
37,02	38,74	11,59	0,85	6,75	0,37	363,00	2,89	33,20

S – Superfície Específica Blaine.

2.2 - Procedimento laboratorial de preparação de amostras

As amostras laboratoriais foram preparadas de acordo com o procedimento laboratorial apresentado por Correia et al. (2008) e Correia (2011), consistindo em:

- i) Homogeneização do solo mole do Baixo Mondego manualmente, numa primeira fase, e com posterior recurso a misturadora;
- ii) Preparação do ligante: a mistura dos dois ligantes (Cimento Portland Tipo I 42,5R e Escória Granulada de Alto Forno) é efetuada com os ligantes a seco na proporção e dosagem requerida. Seguidamente prepara-se a calda mediante a adição de água na quantidade requerida;
- iii) Mistura: coloca-se a quantidade de solo pretendida no balde misturador, adicionando-se de seguida a calda. A mistura é efetuada até que a massa se apresente homogénea (durante 3 min e a uma velocidade de rotação da pá da misturadora igual a 136rpm). No final da mistura, controla-se o seu teor em água. Durante a preparação da amostra deverá ser garantido que a mistura não seque, pelo que o procedimento seguinte deverá ser célere, não ultrapassando os 30 minutos de duração;
- iv) Introdução da mistura no molde por camadas e sua compactação. A espessura de cada camada é, aproximadamente, metade do diâmetro interno do molde ($\approx 37/2$ mm). O interior do tubo amostrador encontra-se previamente revestido com vaselina e possui um elemento poroso na base. Para cada camada deverá ser adotado o seguinte procedimento: introdução da mistura correspondente a uma camada; apiloamento da mistura e aplicação de leve pressão com recurso a um garfo, eliminando-se bolhas e bolsas de ar existentes na mistura; aplicação de vibração junto da superfície lateral da amostra com varão de aço liso acoplado a berbequim; escarifica-se, novamente, com garfo, passando-se à camada seguinte. Limpa-se o interior do molde e aplica-se o elemento poroso de topo;
- v) Armazenamento: com o objetivo de reproduzir as condições verificadas em campo, as amostras são colocadas num tanque cheio de água e deixadas na posição vertical a curar durante 28 dias, aplicando-se, sobre esta, uma pressão de valor igual a 24kPa. A cura é feita a temperatura constante ($20\pm 2^\circ\text{C}$);
- vi) Extração da amostra: remove-se a amostra do molde e corta-se um provete com altura igual ao dobro do diâmetro, evitando-se, deste modo, possíveis problemas relacionados com a instabilidade por encurvadura, minimizando-se, ao mesmo tempo, a afetação por parte dos efeitos de fronteira (Head, 1985). Esse corte é feito segundo a perpendicular ao eixo da amostra, retificando se necessário os seus topos, de modo a garantir que a altura do provete seja de 76mm;
- vii) Realização de ensaio triaxial e elaboração de um relatório onde se especificam todas as condições de preparação e ensaio da amostra.

O procedimento laboratorial descrito garante amostras de boa qualidade, quer em termos de homogeneidade como de reprodutibilidade (Correia et al., 2008; Correia, 2011).

3 - RESULTADOS

Neste ponto analisam-se os resultados de um total de 6 ensaios triaxiais realizados sobre amostras de solo estabilizado, sujeitas a consolidação isotrópica, tendo o corte de 3 dos ensaios sido executado em condições não drenadas (CIUC) e os restantes em condições drenadas (CIDC), seguindo-se, em qualquer dos casos, trajetórias de compressão com aumento da tensão média. O Quadro 4 resume as principais características e resultados de cada ensaio.

Quadro 4 – Principais características e resultados dos ensaios triaxiais realizados

Identificação do Ensaio	Tipo de Ensaio	Tensão de Consolidação (kPa)	$q_{máx}$		Cedência Estrutural			
			(p' - q)		(p' - ϵ_a)		(ϵ_a - $E_{u\ tan}$)	
U (50)	CIUC	50	$q_{máx}$ (kPa)	2616,358	ϵ_a (%)	0,477	$E_{u\ tan}$	479,282
			p' (kPa)	875,911	p' (kPa)	647,724	p' (kPa)	581,781
			q (kPa)	2616,358	q (kPa)	1928,620	q (kPa)	1729,513
			ϵ_a (%)	1,026			ϵ_a (%)	0,427
U (150)	CIUC	150	$q_{máx}$ (kPa)	2471,771	ϵ_a (%)	0,721	$E_{u\ tan}$	187,263
			p' (kPa)	962,522	p' (kPa)	611,712	p' (kPa)	581,445
			q (kPa)	2471,771	q (kPa)	1826,325	q (kPa)	1735,841
			ϵ_a (%)	2,036			ϵ_a (%)	0,684
U (250)	CIUC	250	$q_{máx}$ (kPa)	2182,452	ϵ_a (%)	0,663	$E_{u\ tan}$	256,529
			p' (kPa)	792,889	p' (kPa)	598,600	p' (kPa)	618,054
			q (kPa)	2182,452	q (kPa)	1787,628	q (kPa)	1842,807
			ϵ_a (%)	1,413			ϵ_a (%)	0,693
Identificação do Ensaio	Tipo de Ensaio	Tensão de Consolidação (kPa)	$q_{máx}$		Cedência Estrutural			
			(p' - q)		(p' - ϵ_a)		(p' - ϵ_{vol})	
D (50)	CIDC	50	$q_{máx}$ (kPa)	2173,002	ϵ_a (%)	0,918	ϵ_{vol} (%)	0,756
			p' (kPa)	774,583	p' (kPa)	552,958	p' (kPa)	590,149
			q (kPa)	2173,002	q (kPa)	1509,081	q (kPa)	1620,652
			ϵ_a (%)	1,510			ϵ_a (%)	0,980
			ϵ_{vol} (%)	0,761	ϵ_{vol} (%)	0,708		
D (150)	CIDC	150	$q_{máx}$ (kPa)	2423,682	ϵ_a (%)	0,487	ϵ_{vol} (%)	0,372
			p' (kPa)	957,521	p' (kPa)	631,234	p' (kPa)	681,224
			q (kPa)	2423,682	q (kPa)	1444,182	q (kPa)	1593,830
			ϵ_a (%)	1,821			ϵ_a (%)	0,548
			ϵ_{vol} (%)	0,782	ϵ_{vol} (%)	0,339		
D (250)	CIDC	250	$q_{máx}$ (kPa)	2549,564	ϵ_a (%)	0,632	ϵ_{vol} (%)	0,455
			p' (kPa)	1099,902	p' (kPa)	732,515	p' (kPa)	784,793
			q (kPa)	2549,564	q (kPa)	1446,924	q (kPa)	1603,561
			ϵ_a (%)	2,321			ϵ_a (%)	0,702
			ϵ_{vol} (%)	0,980	ϵ_{vol} (%)	0,409		

CIDC - consolidação isotrópica com corte drenado em compressão com aumento da tensão média

CIUC - consolidação isotrópica com corte não drenado em compressão com aumento da tensão média

3.1 - Ensaios Triaxiais Não Drenados (CIUC)

A Figura 1 ilustra o comportamento das amostras, quando submetidas a corte triaxial não drenado em compressão, para três tensões de consolidação distintas (50kPa, 150kPa e 250kPa), em termos da sua trajetória de tensões efetivas. Pode constatar-se que, qualquer que seja o ensaio, a trajetória de tensões efetivas se inicia com um troço de p' praticamente constante (tanto mais evidente quanto maior for a tensão de consolidação, σ'_c), flectindo imediatamente de seguida para a direita, ou seja, a trajetória evolui no sentido do aumento da tensão média efetiva, p'. Com o desenrolar do corte, a trajetória segue segundo uma linha muito próxima da razão 3:1 (q:p'), o que se deve ao efeito estabilizador (confinante)

dados pelas ligações cimentícias (Correia, 2011). A rotura dá-se de forma frágil, sendo caracterizada pela quebra abrupta das ligações cimentícias com o conseqüente decréscimo da tensão de corte, passando a resistência a estar dependente quase em exclusivo da componente atrítica (friccional).

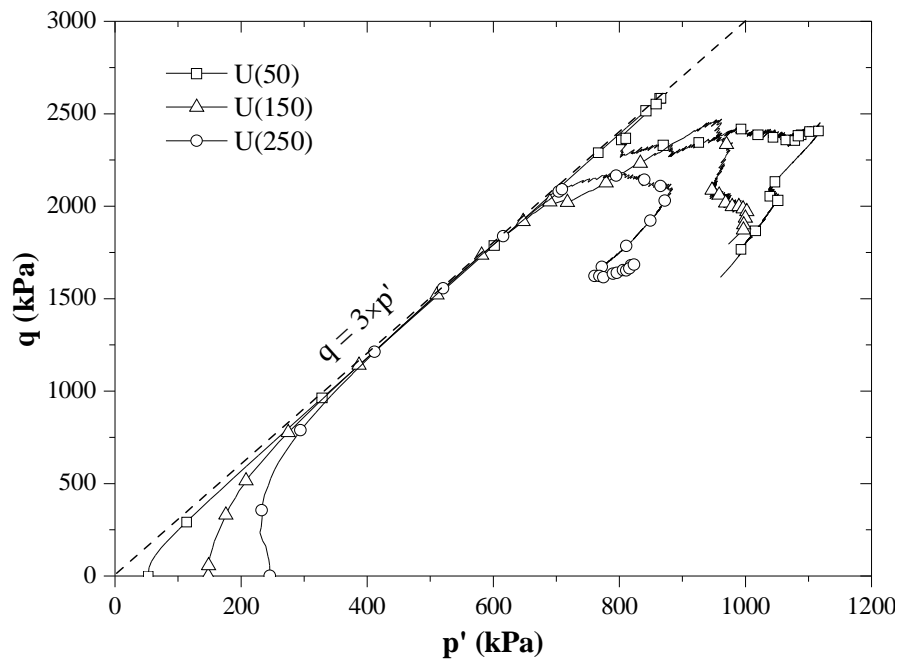


Figura 1 – Trajetória de Tensões Efetivas (p' - q) para os ensaios triaxiais do tipo CIUC.

A Figura 2 ilustra o comportamento das amostras em termos da variação da tensão de desvio, q , com a extensão axial, ϵ_a . Pode verificar-se que a tensão de desvio cresce de forma aproximadamente linear até valores próximos do pico ($q_{m\acute{a}x}$), que se admite como sendo o seu valor de rotura. Esta rotura ocorre para pequenas deformações notando-se, de seguida, um decréscimo acentuado que tenderá a estabilizar com o aumento das deformações. Pode-se, desde já, notar que é tanto maior o valor da resistência de pico quanto menor for a pressão de confinamento. Este facto parece indicar que, ainda que as tensões de consolidação (σ'_c) sejam modestas face ao valor de $q_{m\acute{a}x}$ na rotura, estas parecem induzir a quebra de algumas ligações cimentícias. Não obstante este facto, o comportamento até à rotura é essencialmente dependente da resistência das ligações cimentícias entre as partículas sólidas, conforme puderam observar Malandraki & Toll (2000 e 2001), Horpibulsuk (2001), Correia (2011), entre outros.

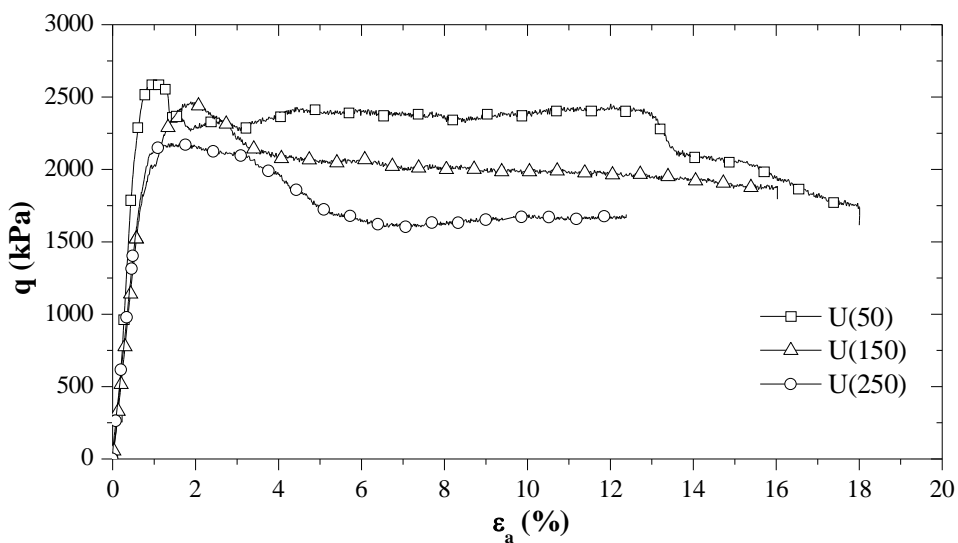


Figura 2 – Curvas Tensão - Deformação (p' - q) para os ensaios triaxiais do tipo CIUC.

Verifica-se que, qualquer que seja o ensaio, a rotura é precedida da quebra de algumas das ligações cimentícias, ou seja, antes da rotura ocorrem deformações plásticas significativas, as quais interessa

caracterizar. De facto, o ponto a partir do qual se inicia a quebra das ligações cimentícias estabelecidas entre as partículas sólidas do solo pode ser interpretado como o ponto a partir do qual as deformações plásticas se intensificam, tal como indicado por Malandraki & Toll (2000 e 2001), designando-se esse ponto de cedência estrutural. Segundo Malandraki & Toll (2000 e 2001), o ponto de cedência estrutural pode ser definido através da projeção bi-logarítmica do módulo de deformabilidade não drenado tangente, $E_{u\ tan}$, com a extensão axial, ϵ_a (Figura 3), constatando-se a existência de um patamar de rigidez inicial limitado por um ponto de cedência estrutural. Este ponto pode igualmente ser identificado na projeção da extensão axial, ϵ_a , com a tensão média efetiva, p' , que se encontra representada na Figura 4. Neste último caso, verifica-se que, independentemente do ensaio, a tensão média efetiva apresenta uma evolução quase linear (pseudo-elástica) para pequenas deformações. O limite deste troço inicial pode ser entendido como o início da cedência estrutural, sendo praticamente coincidente com o ponto de cedência estrutural definido a partir de $E_{u\ tan}$ (Quadro 4).

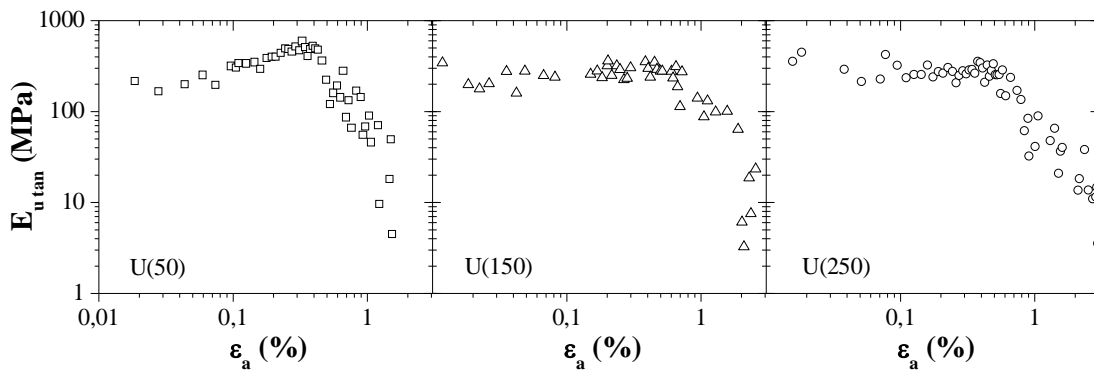


Figura 3 – Curva (ϵ_a - $E_{u\ tan}$) para os ensaios triaxiais do tipo CIUC.

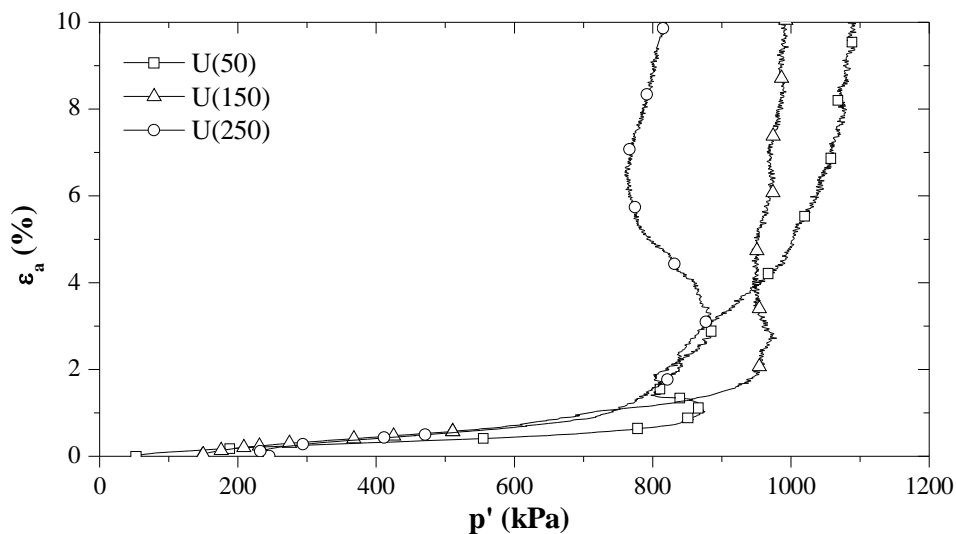


Figura 4 - Curvas (p' - ϵ_a) para os ensaios triaxiais do tipo CIUC.

Do exposto constata-se que o comportamento do solo estabilizado em corte triaxial não drenado de compressão é caracterizado pela cedência estrutural (entendida como o início da quebra das ligações cimentícias), e pela rotura (descrita pela quebra abrupta da maioria das ligações cimentícias e pela formação de um plano de corte bem definido). Ambos os pontos encontram-se representados na Figura 5, podendo-se verificar que a cedência estrutural da amostra ocorre, para qualquer dos ensaios, segundo uma linha muito próxima da razão 3:1 ($q:p'$), o que se deve ao efeito confinante dado pelas ligações cimentícias. A cedência estrutural das amostras ocorre para valores de tensão de corte muito próximos, o que sugere independência quanto às tensões de consolidação aplicadas. Atente-se que para os ensaios em estudo, as tensões de consolidação aplicadas são modestas face à tensão de cedência do material, ou seja, para baixos níveis de tensão de consolidação o comportamento do material pré-rotura depende unicamente da resistência das ligações cimentícias (a qual será a mesma para as 3 amostras ensaiadas).

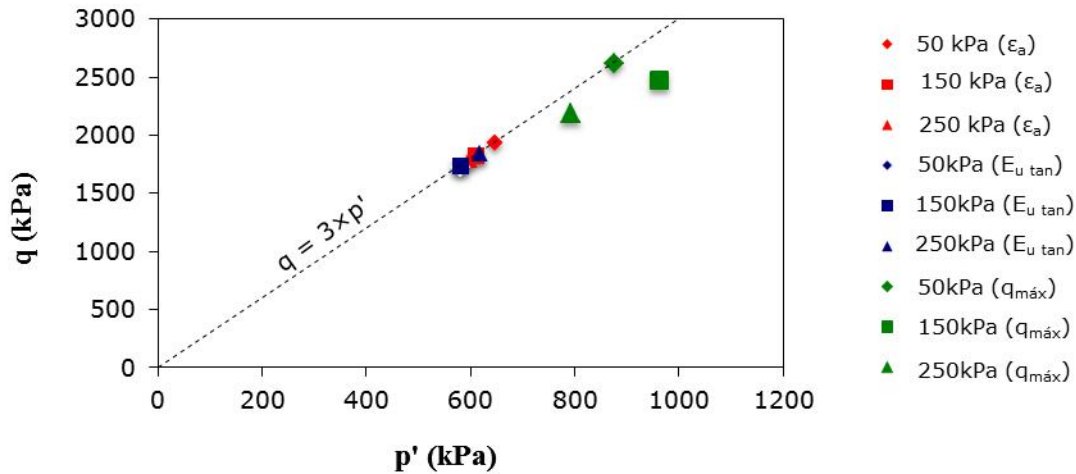


Figura 5 – Representação no plano (p' - q) do critério de cedência estrutural (através das suas hipóteses) e do critério de rotura ($q_{máx}$), para os ensaios triaxiais do tipo CIUC.

3.2 - Ensaios Triaxiais Drenados (CIDC)

A Figura 6 ilustra a trajetória de tensões efetivas para três amostras submetidas a ensaio triaxial drenado em compressão, com tensões de consolidação de 50kPa, 150kPa e 250kPa. A trajetória de tensões efetivas desenvolve-se segundo um alinhamento 3:1 ($q:p'$), com origem no valor de σ'_c correspondente. A Figura 7 ilustra o comportamento das amostras em termos da variação da tensão de desvio, q , com a extensão axial, ϵ_a , tendo-se obtido resultados análogos aos verificados para ensaios triaxiais com fase de corte não drenada. Saliente-se contudo que agora, o valor da resistência de pico ($q_{máx}$) é tanto maior quanto maior for a pressão de confinamento. Este facto parece ser contraditório do observado nos ensaios não drenados. No entanto, nos ensaios não drenados existe a geração de pressões intersticiais as quais tendem a anular o efeito induzido pela pressão de confinamento (o que explica o facto de a trajetória tender para a linha 3:1, $q:p'$), facto este bem demonstrado por Correia (2011). Em qualquer dos casos, o comportamento até à rotura é essencialmente dependente da resistência das ligações cimentícias entre as partículas sólidas, conforme puderam observar Malandraki & Toll (2000 e 2001), Horpibulsuk (2001), Correia (2011), entre outros.

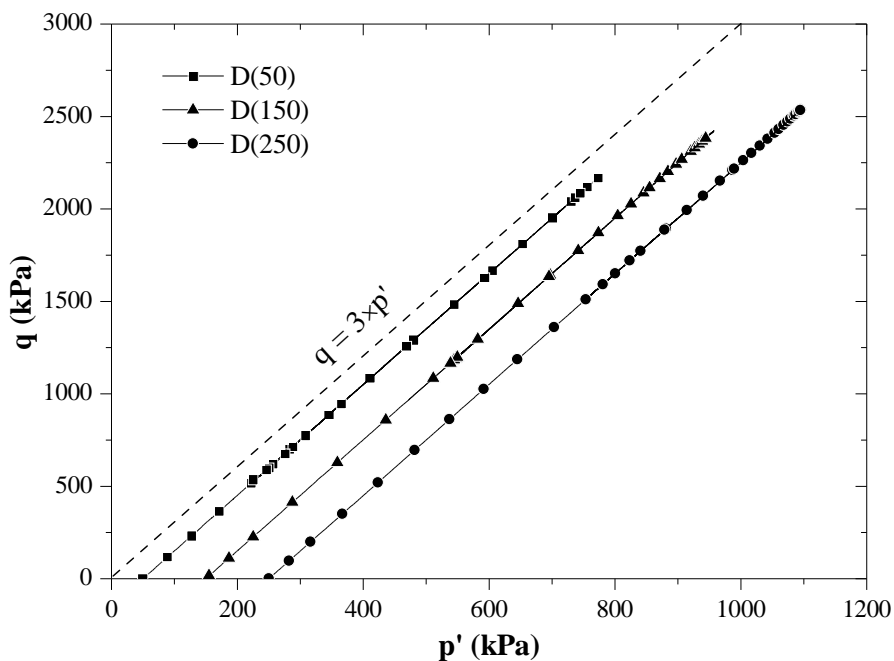


Figura 6 – Curva Trajetória de Tensões Efetivas (p' - q) para os ensaios triaxiais do tipo CIDC.

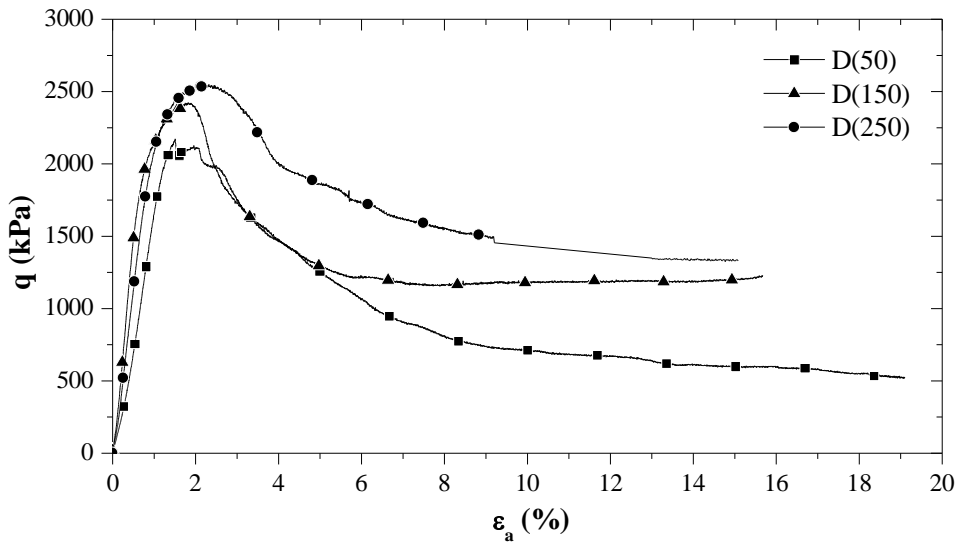


Figura 7 – Curvas (ϵ_a - q) para os ensaios do tipo CIDC realizados sobre amostras estabilizadas (com 28 dias de cura).

À semelhança do registado nos ensaios não drenados, também no caso dos ensaios drenados se verifica a existência de cedência estrutural antes da rotura. Este facto encontra-se bem definido nas Figuras 8 e 9, onde se representa a evolução da tensão média efetiva, p' , com a deformação axial, ϵ_a , e com a deformação volumétrica, ϵ_{vol} , respetivamente. Em qualquer uma das representações, e para qualquer dos ensaios, é possível identificar um troço inicial quase linear (pseudo-elástico) para pequenas deformações. O limite deste troço inicial pode ser entendido como o início da cedência estrutural, ponto a partir do qual as deformações plásticas se intensificam, sendo este ponto praticamente coincidente qualquer que seja a representação considerada (p' - ϵ_a ou p' - ϵ_{vol}), Quadro 4.

O andamento das deformações volumétricas (Figura 9) indica que após uma primeira fase de dilatância negativa (redução de volume), as amostras evoluem no corte em compressão exibindo dilatância positiva (aumento de volume) em consequência da desestruturação (quebra das ligações cimentícias entre as partículas sólidas).

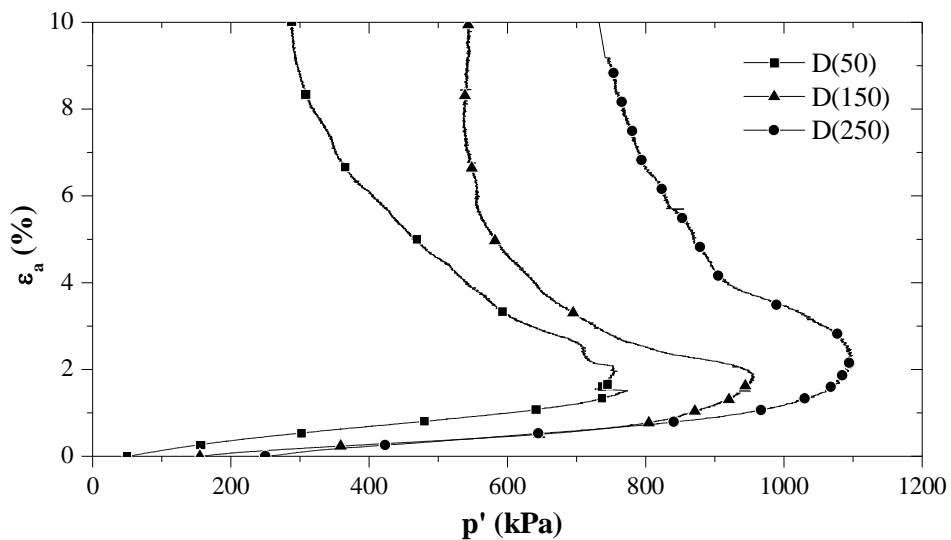


Figura 8 - Curvas (p' - ϵ_a) para os ensaios triaxiais do tipo CIDC.

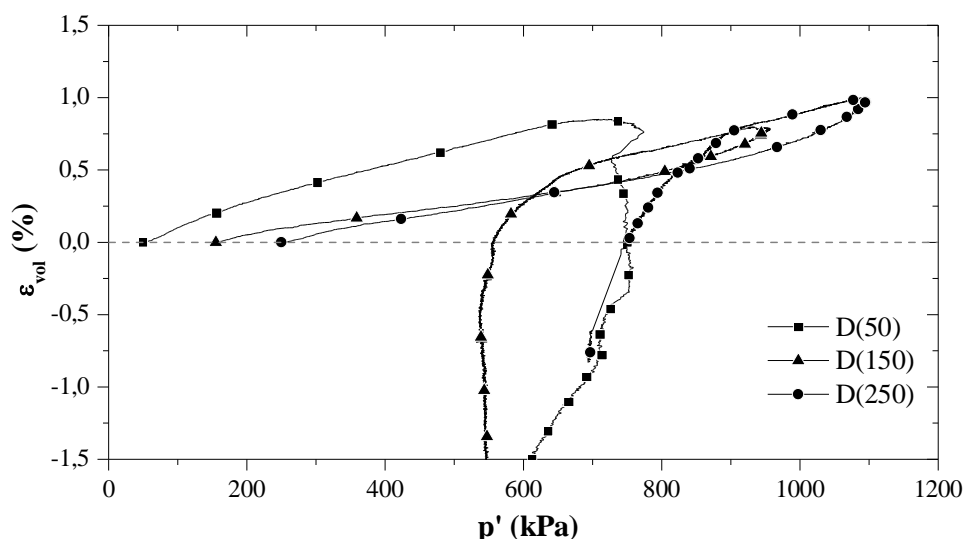


Figura 9 - Curvas (p' - ϵ_{vol}) para os ensaios triaxiais do tipo CIDC.

Também no caso do corte triaxial drenado de compressão, o comportamento do solo estabilizado é caracterizado pela cedência estrutural (entendida como o início da quebra das ligações cimentícias), e pela rotura (descrita pela quebra abrupta da maioria das ligações cimentícias e pela formação de um plano de corte bem definido). Estes pontos encontram-se representados na Figura 10, podendo-se verificar uma vez mais que a cedência estrutural das amostras ocorre para valores de tensão de corte muito próximos, o que sugere independência quanto às tensões de consolidação aplicadas. Atente-se que para os ensaios em estudo, as tensões de consolidação aplicadas são modestas face à tensão de cedência do material, ou seja, para baixos níveis de tensão de consolidação o comportamento do material pré-rotura depende unicamente da resistência das ligações cimentícias (a qual será a mesma para as 3 amostras ensaiadas).

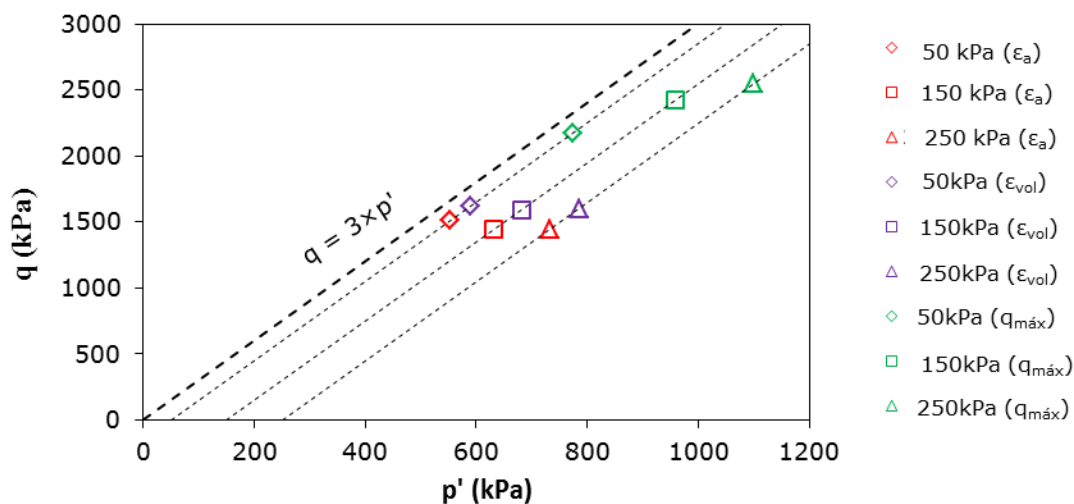


Figura 10 – Representação no plano (p' - q) do critério de cedência estrutural (através das suas hipóteses) e do critério de rotura ($q_{máx}$), para os ensaios triaxiais do tipo CIDC.

4 - CONCLUSÕES

Com base nos ensaios triaxiais realizados sobre amostras do solo mole do Baixo Mondego estabilizadas quimicamente com uma mistura de cimento Portland Tipo I 42,5R e escória granulada de alto forno (aplicados numa proporção em massa 75/25 e na quantidade de 175kg/m³), pode-se concluir que, independentemente das condições de drenagem, o comportamento do solo estabilizado é fortemente dependente da resistência das ligações cimentícias estabelecidas entre as partículas sólidas, sendo a

rotura precedida de um ponto de cedência estrutural, a partir do qual se intensificam as deformações plásticas (se inicia a quebra das ligações cimentícias, desestruturação). Os resultados sugerem que a cedência estrutural é independente do nível de tensão de consolidação aplicado. A rotura do tipo frágil manifesta-se pela quebra abrupta das ligações cimentícias ao longo de um plano de corte bem definido.

Verificou-se igualmente que para as pressões de confinamento aplicadas (consideravelmente inferiores à tensão de cedência do solo estabilizado mas, perfeitamente compatíveis com os valores expectáveis no depósito de solos moles do Baixo Mondego), e independentemente das condições de drenagem, o corte em compressão das amostras é caracterizado numa primeira fase por uma tendência de contração (dilatância negativa), seguida de uma fase com tendência expansiva (dilatância positiva) em consequência da desestruturação (quebra das ligações cimentícias entre as partículas sólidas).

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à empresa CIMPOR pela cedência dos ligantes utilizados na realização dos ensaios laboratoriais. Agradecem igualmente à Fundação para a Ciência e Tecnologia o apoio financeiro concedido através do projeto de investigação PTDC/ECM/101875/2008.

REFERÊNCIAS

- Coelho, P.A.L.F. (2000). "Caracterização geotécnica de solos moles. Estudo do local experimental da Quinta do Foja (Baixo Mondego)". Dissertação de Mestrado, Dep. Eng.ª Civil da FCTUC, Coimbra.
- Correia, A. A. S., Venda Oliveira, P. J. e Lemos, L. J. L. (2008). "Solo Estabilizado Pela Técnica de Deep Mixing – Preparação Laboratorial de Amostras". 11º Congresso Nacional de Geotecnia, Coimbra, Portugal, Vol. III, pp. 335-342.
- Correia, A. A. S., Venda Oliveira, P. J. e Lemos, L. J. L. (2010). "Análise da Influência do teor em água no comportamento de um solo estabilizado pela técnica de Deep-Mixing". 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Guimarães, Portugal, pp. 165-174.
- Correia, A. A. S. (2011). "Aplicabilidade da Técnica de Deep-Mixing aos Solos Moles do Baixo Mondego". Tese de Doutoramento. Departamento de engenharia Civil da Universidade de Coimbra.
- EN 14679 (2005). "Execution of special geotechnical works – Deep mixing", CEN, versão Inglesa, Abril de 2005, pp. 52.
- EuroSoilStab (2001). "Development of design and construction methods to stabilise soft organic soils. Design guide soft soil stabilization", CT97-0351, EC Project No. BE 96-3177, Industrial & Materials Technologies Programme (BriteEuRam III), European Commission, pp. 94.
- Head, K.H. (1985). "Manual of soil laboratory testing". Vols. 1, 2 e 3, Pentech Press, Londres.
- Horpibulsuk, S. (2001). "Analysis and assessment of engineering behavior of cement stabilized clays". PhD. Dissertation, Saga University, Saga, Japan.
- Kitazume, M. and Terashi, M. (2002). "The deep mixing method – principle, design and construction". Edited by Coastal Development Institute of Technology, Japan. Balkema.
- Malandraki, V. and Toll, D.G. (2000). "Drained probing triaxial tests on a weakly bonded artificial soil". Géotechnique, Vol. 50, No. 2, p. 141-151.
- Malandraki, V. and Toll, D.G. (2001). "Triaxial tests on weakly bonded soil with changes in stress path". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 127, No. 3, p. 282-291.
- Soares, F.N.S.C. (1995). "Caracterização geotécnica de solos da baixa aluvionar do rio Mondego". Dissertação de Mestrado, Dep. Eng.ª Civil da FCTUC, Coimbra.
- Terashi, M. (1997). "Theme lecture: deep mixing method – Brief state of the art". 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Germany Vol. 4, p. 2475–2478.