

CONTRIBUIÇÃO PARA O CONHECIMENTO DA ANISOTROPIA INDUZIDA EM SOLOS ARGILOSOS DE AVEIRO - ESTUDO EXPERIMENTAL

A CONTRIBUTION TO THE KNOWLEDGE OF INDUCED ANISOTROPY IN CLAYEY SOILS FROM AVEIRO – LABORATORY STUDY

Carvalho, Carla, *Faculdade de Engenharia, Univ. Porto, Portugal, carlalexandra@netcabo.pt*
Viana da Fonseca, António, *Faculdade de Engenharia, Univ. Porto, Portugal, viana@fe.up.pt*

RESUMO

A interpretação do comportamento de solos naturais argilosos de Aveiro à luz da Teoria clássica da Mecânica dos Solos (que baseia uma interpretação mais fundamental em estados limites, de que o estado crítico é particular), deve ser actualizada com uma abordagem extensível a factores como a interpretação da anisotropia do comportamento à luz da microestrutura. Para o efeito foram realizados ensaios laboratoriais para a caracterização física e mecânica de solos argilosos recentes de Aveiro, na condição “indeformada” e após desestruturação. A importância do conhecimento geológico no entendimento do comportamento mecânico dos solos naturais é posto em destaque, enfatizando aspectos tais como a sua origem (a sua génese e os seus processos geológicos evolutivos), condicionante da natureza e do comportamento geotécnico de um solo.

ABSTRACT

This work presents an explanation leading to a better understanding of the behaviour of natural soft clayey soils proceeding from Aveiro in the light of the Mechanical Soil Theory (base of a more fundamental interpretation in the light of Limits States, and the particular case of Critical State). An updated approach to the subject of the influence of the natural microstructure to anisotropic behaviour of Aveiros's soil is considered and investigated. Laboratory test over soil samples in undisturbed and remoulded conditions were conducted in order to have a complete mechanical characterization. Moreover, the influence of geology in the mechanical behaviour of these clayey natural soils is emphasised, mostly in what concerns the geological origin (genesis and evolution processes) since it conditions soil nature and determines its geotechnical behaviour.

1. INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

No sentido de ampliar o nível de conhecimento do comportamento dos solos naturais moles provenientes de Aveiro, desenvolveu-se uma metodologia de trabalho, essencialmente baseada nos conceitos da Mecânica dos Solos de Estados Limite, uma vez que estes permitem um bom entendimento do comportamento dos mesmos. Contudo, e como nem mesmo a Teoria dos Estados Críticos, tem em linha de conta aspectos fundamentais para a classificação dos solos naturais, como a anisotropia, inerente e induzida, a microestrutura, a existência de descontinuidades, entre outros, procurou-se integrar estes mesmos aspectos como os resultados laboratoriais obtidos na caracterização física e mecânica destes solos (Carvalho, C. 2003).

1.2 Sobre o conceito de anisotropia

A anisotropia inerente, resulta da estrutura do solo, isto é, da fábrica e das ligações, a qualquer escala, contudo a sua avaliação não resulta dos estados de tensão de confinamento dos solos em repouso. Por sua vez, a anisotropia induzida reflecte a anisotropia do estado de tensão *in situ* e sobrevem das diferentes trajectórias induzidas de tensões que resultam da diversidade de obras geotécnicas. A consciência da importância que a anisotropia induzida tem em solos argilosos solicitados em condições não drenadas, particularmente nos valores de cálculo adoptados no projecto de obras geotécnicas que envolvam estes maciços (entende-se num primeiro nível, parâmetros de resistência e, num segundo, de deformabilidade), justifica a importância do tema. O consensual reconhecimento atribuído à Geologia no entendimento mecânico dos solos, é muitas vezes secundarizado ou simplesmente ignorado aquando da avaliação dos parâmetros mecânicos dos solos. Assim, procurou-se enquadrar resultados dos parâmetros da Mecânica dos Solos, com o conhecimento geológico dos maciços, realçando deste modo a importância da anisotropia inerente dos próprios solos. Acredita-se, pois, que o entendimento da génese e das histórias pós-deposicionais ou residuais de um solo, ou, mais amplamente, de uma determinada formação geológica e a sua introdução nos modelos de cálculo possa conduzir, tanto quanto possível, a uma maior confiança nas soluções propostas de caracterização.

1.3 Localização geográfica dos solos estudados

Os solos argilosos estudados situam-se geograficamente na zona Centro de Portugal Continental, ou mais especificamente, na Foz do rio Vouga (vulgarmente designada por Ria de Aveiro).

As amostras de solo indeformadas foram colhidas na região de Aveiro, bem próximo do centro da cidade, e distribuem-se pelas localidades designadas por S. Tiago (SA1), Agra-Esgueira (SA2) e Lagoa do Paraíso (SA4). Estas amostras foram atidas e ensaiadas no âmbito de um acordo entre o Laboratório de Geotecnia (LabGeo) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) e os Departamento de Geociências e a Secção Autónoma de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro (UA). Nos locais onde estas amostras foram recolhidas foram executados ensaios *in situ* de caracterização que foram já objecto de outras publicações (Bonito e tal., 2002).

2. ASPECTOS GEOLÓGICOS

2.1 Considerações iniciais

A grande dispersão de comportamentos exibidos pelos solos naturais está intimamente relacionada com a sua diversa origem geológica e deverá ter sempre presente aspectos tais como a sua formação e evolução, tal como o referem Locat et al. (2002). Estes aspectos, que constituem a história do solo, determinam tanto a sua natureza, como as suas características geotécnicas. Muito particularmente, e por estes constituírem objecto de atenção muito particular neste trabalho, destaca-se a grande influência reactiva dos minerais argilosos aos processos que caracterizam certos ambientes durante um certo período de tempo na escala geológica.

2.2 Enquadramento geológico

Segundo a folha 16-A da Carta Geológica de Portugal, os solos aqui designados de Aveiro, pertencentes ao Quaternário, inserem-se na Bacia Sedimentar de Aveiro, e são constituídos por lodos de tons predominantemente cinzento-escuro, por vezes algo arenosos.

Os solos aqui tratados pertencem ao Holocénico, período este durante o qual foram depositadas areias finas, progressivamente lodosas, muito micáceas, de tom predominantemente cinzento

escuro, sobrepostas por lodos negros e encimados, por vezes, por areias finas, de origem eólica. Períodos climáticos alternadamente frios e quentes originaram associações mineralógicas do tipo ilite-vermiculite e ilite desordenada-caulinite-vermiculite, respectivamente, (Chamley, 1989 citado em Rocha, 1993), sendo no entanto os minerais argilosos característicos constituídos por ilite, esmectite e caulinite (Rocha, 1993).

Os níveis lodosos sapropélicos, com diatomáceas, pirite e marcassite, correspondem a níveis deposicionais de reduzido transporte detrítico para uma bacia anóxica, de baixa salinidade tal como é descrito pelo mesmo autor. Nas zonas intermédia e superior da unidade (lodosa) ocorre um incremento de caulinite, pois o meio de depósito evoluiu progressivamente para um sistema de “ilha barreira – planície de marés”, no qual as condições de drenagem prevalentes ao longo do tempo e do espaço permitiram transformações geoquímicas no meio de depósito tais como a transformação da esmectite em caulinite, devido à substituição dos cátions de Fe por cátions de Mg.

Na região onde foram colhidas as amostras, não consta a existência de depósitos do Quaternário do Plio-plistocénico, a sobrepor o Holocénico.

3. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

3.1 Amostragem

As amostras dos solos aqui tratados foram recolhidas em amostradores com liners de PVC com 50mm de diâmetro exterior e 600mm de comprimento. Apresentavam topos selados e parafinados e foram mantidas numa câmara húmida com temperatura e humidade constante. À remoção do liner, pelo corte do mesmo em pequenas fracções longitudinais, seguiu-se a cravação de um anel metálico nas direcções perpendiculares e paralelas ao eixo maior do liner (ensaios edométricos) ou a colocação directa da membrana de látex (ensaios triaxiais). O solo, posto a descoberto pela remoção do liner, apresentava-se com uma coloração cinzenta escura, pequenas lenticulas de material mais grosseiro e material conífero.

3.2 Identificação física dos solos estudados

Sobre cada amostra de solo de Aveiro foram realizados os ensaios de identificação física que permitiram a sua classificação segundo a norma ASTM D 2487-85, apresentando-se no Quadro 1 os resultados mais significativos. Deste, pode concluir-se que as amostras de solo ensaiadas correspondem a argilas orgânicas, com ou sem silte, pouco activas e de consistência mediana a mole.

A não determinação da matéria orgânica não impede que estes solos provenientes devam ser classificados como orgânicos. O seu aspecto visual assim o indica, e trabalhos anteriores realizados nestes solos (Aguiar, 1992) e por solos com igual história geológica (Coelho, 2000) o corrobora.

3.3 Respostas de solos submetidos à compressão unidimensional (edométrica)

A análise da resposta à compressão unidimensional dos solos estudados, teve por base a execução de dez ensaios edométricos em amostras indeformadas. Estes ensaios, usando o edómetro clássico incremental, utilizaram provetes obtidos co-axialmente com a direcção maior da amostra de solo cilíndrica ou perpendicularmente a esta, avaliando-se assim a resposta do solo à compressão vertical ou horizontal.

No Quadro 2 sintetizam-se os resultados obtidos através da expressão dos parâmetros mais significativos deduzidos desses ensaios.

Quadro 1 – Identificação e classificação dos solos de Aveiro.

AMOSTRA	Prof. (m)	% de material passado no peneiro n.º 200	w _L	I _p	A _t	I _c	CLASSIFICAÇÃO (ASTM D 2487-85)
SA ₁ -A ₁	2,0-2,6	100	43	19	0,19	0,92	Argila orgânica OL (argila magra CL)
SA ₁ -A ₃	6,0-6,6	100	55	24	0,24	0,72	Argila orgânica OL (argila magra CL)
SA ₁ -A ₅	10,0-10,6	100	64	30	0,3	—	Argila e silte orgânicos OH (argila gorda CH)
SA ₁ -A ₆	12,0-12,6	100	55	24	0,24	0,09	Argila e silte orgânicos OH (silte elástico MH)
SA ₂ -A ₄	4,0-4,6	100	37	17	0,17	0,35	Argila e silte orgânicos OH (silte elástico MH)
SA ₄ -A ₆	13,0-13,6	72	24	7	0,1	0,06	Argila e silte orgânicos OH (argila magra CL)

Quadro 2 – Parâmetros de compressão unidimensional obtidos nos solos de Aveiro

AMOSTRA	Prof. (m)	W (%)	γ (kN/m ³)	σ'_{v0} (kPa)	σ'_p ⁽ⁱ⁾ (kPa)	OCR ⁽ⁱ⁾	e_0	$C_c/(1+e_0)$	C_c				C_r	C_a σ'_{v0}
									gráfico	(1)	(2)	(3)		
SA ₁ -A ₁ H	2,45	43	17,2	18	68	3,8	1,213	0,161	0,356	0,231	0,297	0,473	0,023	0,012
	V	2,45	36	17,8	20	70	3,6	1,021	0,142	0,288	0,231	0,297	0,398	0,017
SA ₁ -A ₃ H	6,22	72	15,2	33	95	2,8	1,913	0,246	0,716	0,315	0,405	0,746	0,063	0,020
	V	6,22	73	15,3	34	105	3,1	1,946	0,199	0,586	0,315	0,405	0,759	0,063
SA ₁ -A ₆ H	12,5	67	15,2	68	130	1,9	1,914	0,195	0,569	0,287	0,369	0,746	0,055	0,038
	V	12,5	63	15,9	76	85	1,1	1,713	0,214	0,580	0,287	0,369	0,668	0,051
SA ₂ -A ₄ H	4,3	60	16,1	27	65	2,4	1,598	0,221	0,573	0,189	0,243	0,623	0,057	0,016
SA ₄ -A ₆ Ha	13,3	39	16,0	82	220	2,7	1,350	0,161	0,379	0,098	0,126	0,526	0,030	0,027
SA ₄ -A ₆ H	13,3	21	17,9	108	220	2,0	0,792	0,066	0,118	0,098	0,126	0,309	0,010	0,010
	V	13,3	32	16,2	85	200	2,3	1,153	0,153	0,330	0,098	0,126	0,450	0,010

(i) Evidentemente que σ'_p só é assimilável a σ'_{vp} nos ensaios de carregamento vertical (V), tendo igualmente OCR apenas sentido, em termos fundamentais, para esse mesmo carregamento.

Estes resultados revelam uma sobreconsolidação do depósito que é, como pode ser observado no quadro, mais acentuada à superfície e mais esbatida em profundidade. A este aspecto não são alheios os efeitos de consolidação secundária, em geral, e as flutuações do nível freático, em particular, nas zonas mais superficiais.

Contudo a história do depósito em causa pressupõe que este tenha estado sujeito a tensões algo superiores às verificadas actualmente, nomeadamente pela inexistência da camada Plio-Plistocénica, que se teria sobreposto a estes solos. Para os mesmos solos, mas a uma profundidade de cerca de 16,5m, Aguiar (1992), regista valores de OCR iguais a 1,5.

No mesmo quadro são também apresentados os valores do índice de compressibilidade determinado directamente da curva experimental (com recurso à construção auxiliar de Schmertmann), e da aplicação das seguintes expressões: (1) proposta por Skempton (1944) para amostras remoldadas; (2) conforme a definiram Terzaghi e Peck (1948), para a condição de amostras inalteradas; e, mais recentemente, a expressão (3) da autoria de Nagaraj e Snrinivasa Murthy (1986), todas elas citadas por Leroueil e Hight (2002) correspondentes às colunas designadas, também e respectivamente, por (1), (2) e (3) e que se formulam a seguir:

$$C_c = 0,007(w_L - 10) \quad (1)$$

$$C_c = 0,009(w_L - 10) \quad (2)$$

$$C_c = 0,39e_0 \quad (3)$$

O valor de C_c e de $C_c/(1+e_0)$ aí registado como comparação, foi determinado directamente da curva.

Muita embora ténue, pode ainda observar-se uma superioridade nos valores de OCR na direcção horizontal comparativamente à vertical. Este facto não é dissociável do facto da relação ter sido apresentada entre a tensão de cedência (aqui incorrectamente designada de sobreconsolidação) determinada no carregamento horizontal (H) e a tensão vertical (a estimativa da tensão geostática) efectiva, o que não tem sentido pela dupla inconsistência de: (i) nem a tensão de cedência deriva de uma tensão pré-histórica vertical, nem (ii) a tensão de denominação deve ser a tensão vertical (mas antes, quiçá, a horizontal efectiva, deduzida pelo K_0).

Os parâmetros de compressibilidade apresentam uma evolução decrescente em profundidade, ressaltando os valores correspondentes ao nível mais superficial do depósito, tal como seria de esperar, atendendo ao valor de OCR mais elevado. Tal é menos claro se considerarmos os parâmetros adimensionalizado $[C_c/(1+e_0)]$, o que pela natureza do depósito é expectável. À mesma profundidade, os valores mais baixos são obtidos nas amostras consolidadas na direcção vertical. Este aspecto também não se afigura inesperado dada, por um lado, a condição ligeiramente sobreconsolidada destes solos, e, por outro, o facto do estado de tensão de repouso se caracterizar por valores da tensão geostática horizontal menores que a vertical ($K_0 < 1$) o que conduz mais rapidamente a estados de compressibilidade virgem. Reconhecer-se-á, assim, a expectável maior deformabilidade horizontal nestes depósitos naturais.

Os coeficientes de compressibilidade obtidos directamente a partir do ramo de consolidação primária apresentam valores superiores aos determinados a partir da expressão (2) proposta por Terzaghi e Peck (1948), para amostras “indeformadas”, aproximando-se mais dos valores obtidos pela expressão (3) de Nagaraj e Snrinivasa Murthy (1986). A partir dos valores obtidos, definiu-se a correlação de ajuste mais alustada, revelada pela expressão seguinte.

$$C_c = 0,308e_0 \quad (4)$$

Na Figura 1, pode observar-se a variação do C_c com o índice de vazios e , paralelamente, compara-se o seu comportamento com o verificado para outras argilas. Em termos de compressibilidade, regista-se uma maior proximidade com as cinzas vulcânicas de Itália (Leroueil e Vaughan, 1990) e com as argilas orgânicas de Juturnaiba (Coutinho e Lacerda, 1987). Saliente-se, ainda, o intervalo de variação do parâmetro C_c e $[C_c/(1+e_0)]$ que se ajusta perfeitamente ao proposto por Leroueil e Hight (2002), e que se situa entre 0,1 e 0,3.

Tendo por base a classificação de Mesri (1973), o depósito sedimentar em causa é compressível a muito compressível, não se registando tendências de maior ou menor compressibilidade numa direcção preferencial.

As amostras do nível SA4-A6, nomeadamente a SA4-A6-H, apresentam menor compressibilidade secundária o que reflecte, possivelmente, uma composição mais silto-arenosa, não estando, conseqüentemente tão sujeita a alinhamentos preferenciais, aspecto este que também é sustentado pelos valores mais baixos do teor em água natural da mesma amostra.

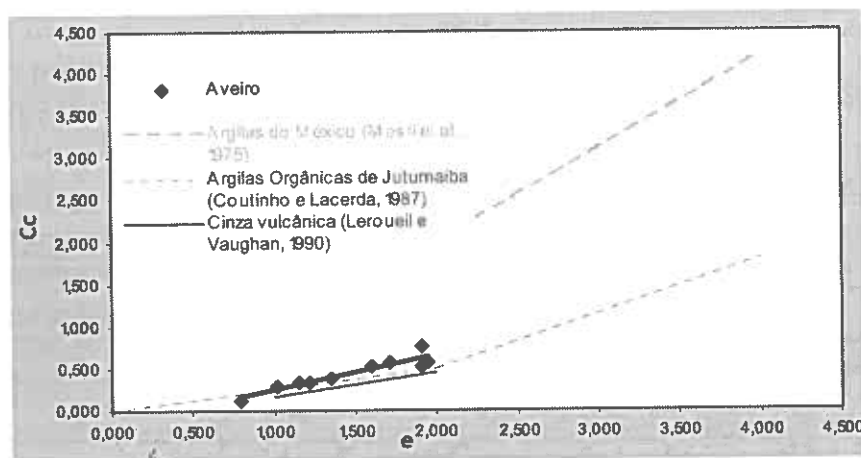


Figura 1. Análise comparativa da variação do C_c com o índice de vazios dos solos de Aveiro e de outros solos argilosos.

No Quadro 3, estão compilados, de uma forma sintetizada, os valores resultantes dos ensaios edométricos respeitantes à avaliação das características de consolidação e de permeabilidade deste depósito sedimentar e a que correspondem, particularmente, os valores indexados à tensão efectiva in situ. A sensibilidade, destes coeficientes, à variação da tensão efectiva, pode ser observada nos valores correspondentes a tensões efectivas inferiores e superiores a σ'_{v0} .

Quadro 3 – Coeficientes de consolidação e permeabilidade.

Quadro 3 – Coeficientes de consolidação e permeabilidade.															
AMOSTRA		Prof. (m)	w (%)	c ₀	σ'vo (kPa)	m _v (10 ⁻⁴ kPa ⁻¹)			c _v (m ² /ano)			k (10 ⁻⁶ m/s)			r _k
AVEIRO						12kPa	σ'vo	800kPa	12kPa	σ'vo	800kPa	12kPa	σ'vo	800kPa	σ'vo
SA ₁ -A ₁	H	2,45	43	1,213	18	34,0	24	5,0	12,1	8,1	12,1	12,8	6,1	1,8	3,1
	V	2,45	36	1,021	20	5,0	12	4,0	2,8	5,4	3,9	0,4	2,0	0,05	
SA ₁ -A ₃	H	6,22	72	1,913	33	Indet.	8	6,0	—	6,6	1,9	—	0,5	0,04	0,42
	V	6,22	73	1,946	34	Indet.	7	5,0	—	5,4	1,0	—	1,2	0,2	
SA ₁ -A ₆	H	12,5	67	1,914	68	33,0	13	5,0	13,7	15,0	10,1	14,0	5,8	1,5	1,6
	V	12,5	63	1,713	76	7,0	11	6,0	9,6	10,7	11,3	2,0	3,6	2,2	
SA ₂ -A ₄	H	4,3	60	1,598	27	—	10	6,0	—	4,8	3,2	—	0,60	0,06	—
SA ₄ -A ₆	Ha	13,3	39	1,350	82	—	6	3,0	—	2,4	8,0	—	0,13	0,02	4,8
	H	13,3	21	0,792	108	—	2	1,0	29,9	6,5	5,4	—	2,9	0,09	
	V	13,3	32	1,153	85	2,0	3	—	3,1	6,2	—	0,20	0,6	—	

Ao comparar-se o valor do coeficiente de compressibilidade volumétrica, particularmente o determinado para o escalão de carga que cobre a tensão efectiva in situ, é notória a superioridade deste parâmetro de consolidação na direcção horizontal, aliás registada nos outros escalões, evidenciando assim, uma anisotropia associada às razões acima apontadas e a um alinhamento preferencial das partículas.

Os valores de permeabilidade obtidos, típicos de solos silto-argilosos, são, apesar de tudo, ligeiramente superiores aos obtidos por Aguiar (1992), que se apresentam na ordem de 10^{-7} m/s . A superioridade deste parâmetro na direcção horizontal vai-se esbatendo, ou invertendo mesmo, para cargas mais elevadas, como é explícito nos valores para o escalão de carga de 800kPa. Em profundidade, tal como pode ser de imediato apreendido pela observação dos valores de r_k , verifica-se o mesmo tipo de andamento. Destaca-se desde logo, o valor anómalo da amostra SA₁-A₃-H, possivelmente resultante de uma heterogeneidade pontual que conduziu a uma diminuição acentuada do valor da permeabilidade horizontal. Os outros valores reflectem a

heterogeneidade global do maciço: $rK=3$ traduzirá uma sobreconsolidação da camada mais superficial; $rK=1,6$ resultará de uma quase ausência de heterogeneidades e $rK=4,8$ reflectirá uma fábrica acentuada.

A análise conjunta da permeabilidade e do coeficiente de compressibilidade volumétrica nas direcções horizontal e vertical (observável na Figura 2), correspondente a σ'_{vo} , revela um andamento em que se destaca: (i) a divergência no sentido do crescimento entre o coeficiente de compressibilidade volumétrica na direcção vertical e na direcção horizontal; (ii) os valores de carregamento na horizontal são os que registam os valores mais elevados para estados de tensão mais baixos. Relativamente ao coeficiente de consolidação, denota-se, também, um comportamento divergente em relação ao seu homólogo, na direcção vertical, mv .

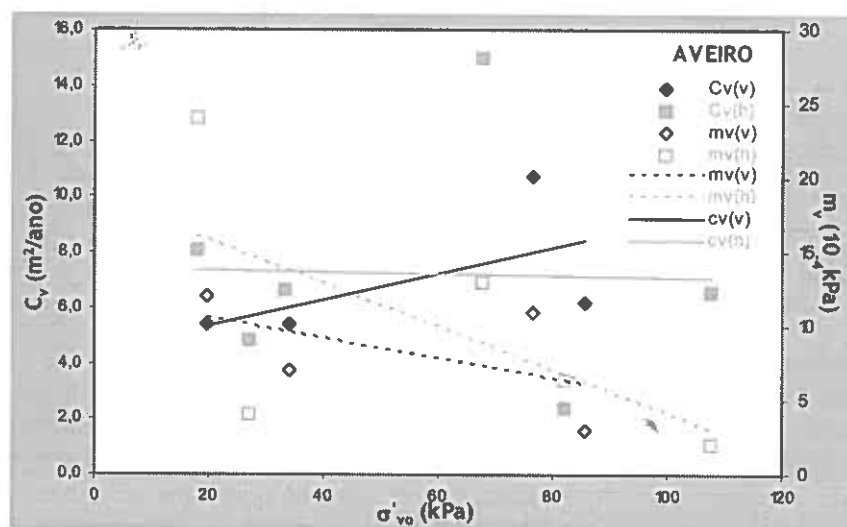


Figura 2. Análise simultânea da variação do coeficiente de consolidação com o índice de compressibilidade volumétrica, nas direcções verticais e horizontais, para σ'_{vo} .

3.4 Comportamento dos solos sujeitos a incrementos de tensões distorsionais

Foram realizados vinte e dois ensaios triaxiais, dezanove sob a condição indeformada e quatro em amostras remoldadas, com indução do corte em condições não drenadas. As amostras foram previamente consolidadas em condições isotrópicas ($K_0=1$) ou anisotrópicas, com $K_0=0,63$, determinado a partir da expressão devida a Kenny, 1988, e transcrita por Matos Fernandes, 1994:

$$K_0 = 0,19 + 0,233 \log_{10} IP \quad (5)$$

O corte foi conduzido segundo trajetórias de tensão de compressão e de extensão, conforme sintetizado e apresentado nos quadros dos parágrafos seguintes. Dos mesmos quadros constam ainda os valores do parâmetro A de Skempton na ruptura, A_f , assim como a razão cu/σ'_{v0} .

O entendimento dos baixos valores do parâmetro A_f expostos no Quadro 4, deverá passar por uma análise das condições de condução do ensaio triaxial de compressão, nomeadamente da fase de consolidação. Devido ao facto dos valores da tensão de consolidação serem inferiores, ou da mesma ordem de grandeza, da tensão de confinamento do solo in situ, com a excepção dos ensaios correspondentes às amostras SA1-A2-b) e SA1-A5-b), resulta em valores do

parâmetro A de Skempton (1954) na ruptura mais baixos do que o expectável atendendo aos valores de OCR obtidos em ensaios edométricos (ver Quadro 4).

Quadro 4– Síntese dos ensaios triaxiais de compressão não drenada realizados.

COMPRESSÃO	Prof. (m)	Tipo de ensaio	A_f	σ'_v (kPa)	c_u (kPa)	c_u/σ'_{v0}	OCR Expressão (6)	ε_{af} (%)
SA ₁ -A ₁	2,3	CIU	0,269	10	11	0,6	2,4	7,86
SA ₁ -A ₂	4,3	CAU	0,364	30	19	0,6	2,4	9,92
		CAU	0,477	87	51	0,6	2,1	6,23
SA ₁ -A ₃	6,3	CAU	0,367	39	31	0,8	2,9	9,44
SA ₁ -A ₄	8,3	CIU	0,274	15	20	0,8	3,0	5,82
		CIU	0,266	30	33	0,7	2,6	4,04
		CIU	0,580	60	36	0,4	1,4	4,64
SA ₁ -A ₅	10,3	CAU	0,436	60	45	0,8	2,8	3,97
		CAU	0,957	180	73	0,4	1,5	4,88
SA ₁ -A ₇	14,3	CAU	0,669	110	50	0,5	1,7	8,21
SA ₂ -A ₄	4,3	CIU	0,477	51	39	0,5	1,8	9,84
		CAU	0,321	29	23	0,8	2,9	9,84
SA _{1,123} Remoldada	4,3	CIU	0,507	82	32	0,4	1,4	8,23
		CAU	0,858	317	124	0,4	1,5	9,89

Comparativamente aos valores de A_f em compressão, os valores obtidos em extensão são superiores, em cerca de duas vezes, aos primeiros (ver síntese no Quadro 5). Tal indica que o solo já esteve submetido a condições de compressão ligeiramente superiores aos de reconsolidação correspondentes aos ensaios de compressão, mas que tal não é reflectido nas trajectórias de extensão por não se desenvolver um carregamento semelhante ao ocorrido durante a génese deste solo, logo não espelhando essa indicação de sobreconsolidação.

Quadro 5– Síntese dos ensaios triaxiais de extensão realizados.

EXTENSÃO	Prof. (m)	Tipo de ensaio	A_f	σ'_v (kPa)	c_u (kPa)	c_u/σ'_{v0}	OCR Expressão (6)	ε_{af} (%)
SA ₁ -A ₁	2,3	EAU	0,800	17	8	0,4	2,2	-0,86
SA ₁ -A ₂	4,3	EAU	0,360	24	23	0,8	4,2	-4,96
		EAU	1,112	469	106	0,2	1,2	-9,90
SA ₁ -A ₃	6,3	EAU	0,780	40	10	0,7	3,6	-3,18
		EAU	0,993	126	29	0,2	1,2	-9,15
SA ₁ -A ₄	8,3	EIU	0,808	314	105	0,3	1,8	-5,85
		EAU	0,707	59	13	0,3	1,3	-1,03
SA ₁ -A ₁₂₃ Remoldada	4,3	EIU	1,339	602	108	0,2	1,8	-2,51
		EAU	1,594	181	72	0,4	3,9	-0,01

A relação c_u/σ'_{v0} apresenta valores inferiores, em cerca de duas unidades, relativamente aos correspondentes de compressão.

Segundo Ladd et al. (originalmente apresentada em 1984 e repetida em 2003), a relação entre as resistências não drenadas normalizadas pode ser expressa por:

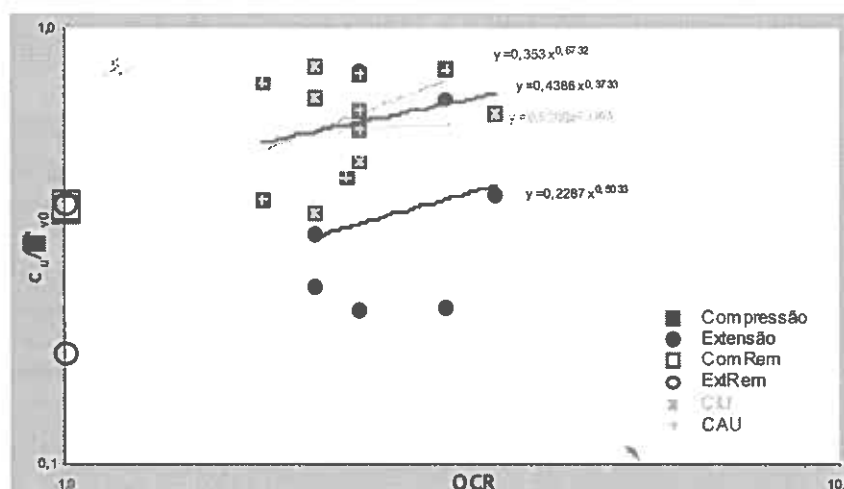
$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \right)_{sc} = \left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \right)_{nc} (OCR)^m \quad (6)$$

com:

$$(c_u/\sigma'_{v0})_{nc}=0,5\sin\phi' \quad (7)$$

Se nos reportarmos ao mesmo quociente expresso pela formulação de Ladd et al. (2003), somos a concluir que o factor OCR é próximo da unidade em comportamento em extensão (quase virgem, no que se refere a tensões pré-historicamente actuando nesta direcção), excepto nos níveis mais superficiais, reflectindo a tendência para c_u/σ'_{v0} próxima do valor de referência ($\approx 0,2$).

Mesmo não havendo uma total coincidência entre as amostras ensaiadas nos ensaios edométricos e nos triaxiais, obtiveram-se as correlações apresentadas na Figura 3.



Onde: ϵ_{af} corresponde ao valor da extensão axial do provete na ruptura expresso em percentagem

Figura 3. A relação entre o OCR e o c_u/σ'_{v0} , obtida em compressão e em extensão.

Deve-se atender especial atenção ao confronto entre os resultados obtidos nos ensaios triaxiais do tipo CAU. Assim se faz na Figura 4, onde estão as envolventes de ruptura correspondentes às diferentes trajectórias de tensão realizadas nos solos de Aveiro, sendo que foi genericamente adoptado o critério de ruptura da tensão de desvio máxima, com a excepção da amostra de solo SA1-A1 (compressão) onde foi considerado o par de valores (p' , q) correspondentes ao valor máximo de pressão neutra. No Quadro 6 estão expostos os parâmetros de resistência analisados para as várias situações. Verifica-se a superioridade do ângulo de atrito ϕ' em compressão relativamente à extensão. O quociente entre os ângulos de atrito em compressão e em extensão é de 1,4 na condição de solo indeformado, resultado da mesma ordem de grandeza que os obtidos por Aguiar (1992). Contudo este mesmo quociente, na condição de solo remoldado é bastante mais acentuada, cerca de 2,3, devendo este último valor ser tomado com alguma reserva dada a exiguidade de ensaios realizados nesta condição. Seguindo o mesmo sentido de crescimento do ângulo de atrito, a coesão manifesta também, uma tendência, se bem que mais ténue, para apresentar valores superiores em compressão, comparativamente à extensão.

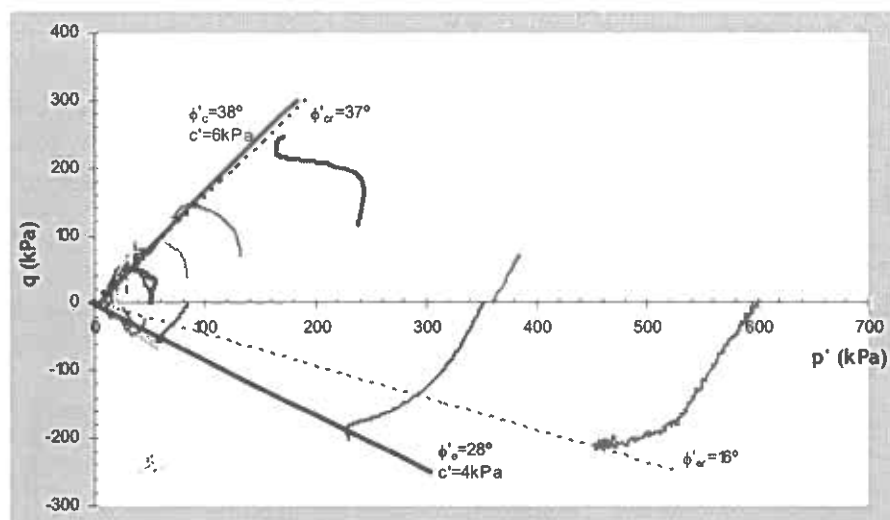


Figura 4 - Trajectórias de tensão e envoltantes de ruptura obtidas em trajectórias de compressão (ϕ'_c , c ; ϕ'_{cr}) e de extensão (ϕ'_e , c ; ϕ'_{er}), sobre amostras intactas e remoldadas.

A influência das condições de consolidação do solo nos valores obtidos para a resistência é também visível pela observação dos valores do ângulo de atrito e da coesão obtidos em compressão, considerando apenas as amostras consolidadas em condições isotrópicas (CIU) ou em condições que procuram reproduzir o estado de tensão in situ (CAU), obtendo-se para o primeiro caso valores de ϕ' superiores comparativamente ao segundo caso (CAU), e que se encontram resumidos no Quadro 6. Atente-se ao elevado nível de anisotropia da resistência não drenada, sendo neste caso o ângulo de atrito em compressão cerca de 1,7 vezes superior ao de extensão.

Quadro 6— Parâmetros de resistência ao corte.

PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA	ϕ'_c/ϕ'_e		COMPRESSÃO				EXTENSÃO	
	Ind.	Rem.	Indeformadas			Remoldadas	Indeformadas	
			Todas	CIU	CAU		Indeformadas	Remoldadas
ϕ' (°)	1,4	2,3	38	42	36	37	28	16
c' (kPa)			6	3	9	—	4	—

3.5 Comentários aos resultados dos ensaios triaxiais

Para além de não existir uma correspondência entre o número de ensaios triaxiais de extensão e de compressão realizados em cada amostra, nem, tão pouco, se verificar uma coincidência de valores das tensões verticais de ensaio σ'_v0 , nem de condições de consolidação, também não foram determinados os índices de plasticidade para cada amostra de solo ensaiado na célula triaxial. Mesmo assim, procedeu-se à avaliação da anisotropia da resistência não drenada K_s pelo quociente das resistências não drenadas, expressão (8), e pela correlação apresentada por Ladd (1991) conforme a expressão (9), cujos resultados obtidos estão apresentados no Quadro 7.

$$K_s = \frac{c_u^{TE}}{c_u^{TC}} \quad (8)$$

onde, c_u^{TE} e c_u^{TC} correspondem à resistência não drenada, obtida em ensaios triaxiais, respectivamente, de extensão e de compressão

$$K_s = 0,37 + 0,72IP \quad (9)$$

Quadro 7– Avaliação da anisotropia de resistência ao corte não drenado.

AMOSTRA	K_s (determinada a partir de (7))	K_s^* (determinada a partir de (8))	IP(%)
SA ₁ -A ₁	0,71	0,51	19
SA ₁ -A ₂	1,2	—	—
SA ₁ -A ₃	0,33	0,54	24
SA ₁ -A ₄	0,39	—	—

Genericamente, os valores de K_s expostos no quadro anterior são baixos, revelando por si só um comportamento anisotrópico dos solos quanto à resistência não drenada, mais acentuado nos solos de Aveiro.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Pelo exposto, conclui-se que o comportamento mecânico dos solos de Aveiro possui um comportamento claramente anisotrópico para os vários parâmetros determinados. O cruzamento dos valores obtidos laboratorialmente com os que se obteriam em ensaios de campo, teria, sem dúvida, permitido uma melhor caracterização “desta” anisotropia. Apesar de indicações indirectas provenientes de outros trabalhos e do enquadramento geológico destes solos indicarem a caulinite como mineral argiloso dominante, a elaboração de difractogramas de raios-X permitiria peremptoriamente concluir quais os tipos de minerais presentes assim como a sua proporção relativa. A averiguação da presença ou não de diatomáceas nos solos de Aveiro teria, também, sem dúvida, ajudado na caracterização da anisotropia inerente do mesmo.

5. AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi apoiado em parte pelo projecto de investigação POCTI/ECM/33796/2000 “Management of sampling quality on residual soils and soft clayey soils. Comparative analysis of in situ and laboratory seismic waves velocities”, da FCT - Fundação para a Ciência e a Tecnologia.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, A. (1992). Caracterização Geotécnica de Solos Moles de Portugal. Dissertação Apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa para a Obtenção do Grau de Mestre em Mecânica dos Solos.
- Bonito, F.; Almeida, F.; Cardoso, C.; Gomes, C. E Rocha, F, (2002). O piezocone sísmico e sua aplicação no reconhecimento e caracterização de solos da região de Aveiro. Actas do (º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. 1, 165-172. SPG, Lisboa.
- Carvalho, C. (2002). Contribuição para o Conhecimento de Anisotropia Induzida em Solos Argilosos Portugueses. Estudo Experimental sobre Algumas Amostras Representativas. Dissertação Apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do Grau de Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.
- Coelho, P. (2000). Caracterização Geotécnica de Solos Moles – Estudo Experimental da Quinta do Foja (Baixo Mondego). Dissertação Apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra para a Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Mecânica dos Solos e Rochas.

- Coutinho, R.Q. e Lacerda, W.A. (1987). Characterization-Consolidation of Juturnaiba Organic Clays. *Proc. Int. Symp. on geotechnical Engineering of Soft Soils, Mexico City, Vol. 1*: 17–24.
- Ladd, C. Charles e DeGroot, Don J. (2003). “Recommended Practice for Soft Ground Site Characterization”. *Casagrande Lecture, SoilRock America*.
- Ladd, C.C. (1991). Stability Evaluation During Staged Construction. *J. Geotech. Engng. Div., ASCE*, 117(4): 540–615.
- Leroueil, S. e Vaughan, P.R. (1990). The General and Congruent Effects of Structure in Natural soils and Weak Rocks. *Géotechnique*, 40(3): pp. 467 a 488.
- Leroueil, S. e Hight, D. W (2002). Behaviour and Properties of Natural Soils and Soft Rocks. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils – Tan et al. (eds.), (2003) Swets e Zeitlinger, Lisse, ISBN 90 5809 537; 1 vol., pp. 29 a 254.
- Locat, J.; Tanaka, H.; Tan, T. S.; Dasari, G. R. e Lee, H. (2002). Natural Soils: Geotechnical Behavior and Geological Knowledge. Characterization and Engineering Properties of Natural Soils – Tan et al. (eds.), (2003) Swets e Zeitlinger, Lisse, ISBN 90 5809 537; 1 vol., pp. 3 a 26.
- Matos Fernandes, M. (1994). Mecânica dos Solos. Apontamentos - Vol. I, FEUP.
- Mesri, G., Rokshar, A. e Bohar, B. F. (1975). Composition and Compressibility of Typical Samples of Mexico City Clay. *Géotechnique* 25: 527–574.
- Rocha, F. (1993). Argilas Aplicadas a Estudos Litoestatigráficos e paleoambientais na Bacia Sedimentar de Aveiro. Dissertação apresentada na Universidade de Aveiro para obtenção do grau de Doutor em Geociências, Departamento de Geociências de Aveiro.
- Schmertmann, J. H. (1991). The Mechanical Aging of Soils. *J. of Geotech. Engineering., ASCE*, 117(9):pp. 1288 a 1330.
- Skempton, A.W. (1954). The Pore-pressure Coefficients A and B. *Géotechnique*, Vol. 4, No. 4, pp. 143 a 147
- Skempton, A.W., (1953). The Colloidal Activity of Clay. *Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Vol. 1, pp. 57–61.
- Teixeira, C. e Zbyszewski, G. (1976). “Notícia Explicativa da Folha 16 – A – Aveiro da Carta Geológica de Portugal, Escala 1:50 000”. Sociedade Portuguesa de Geotecnia.